

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. K. SATTLER / BERLIN

MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

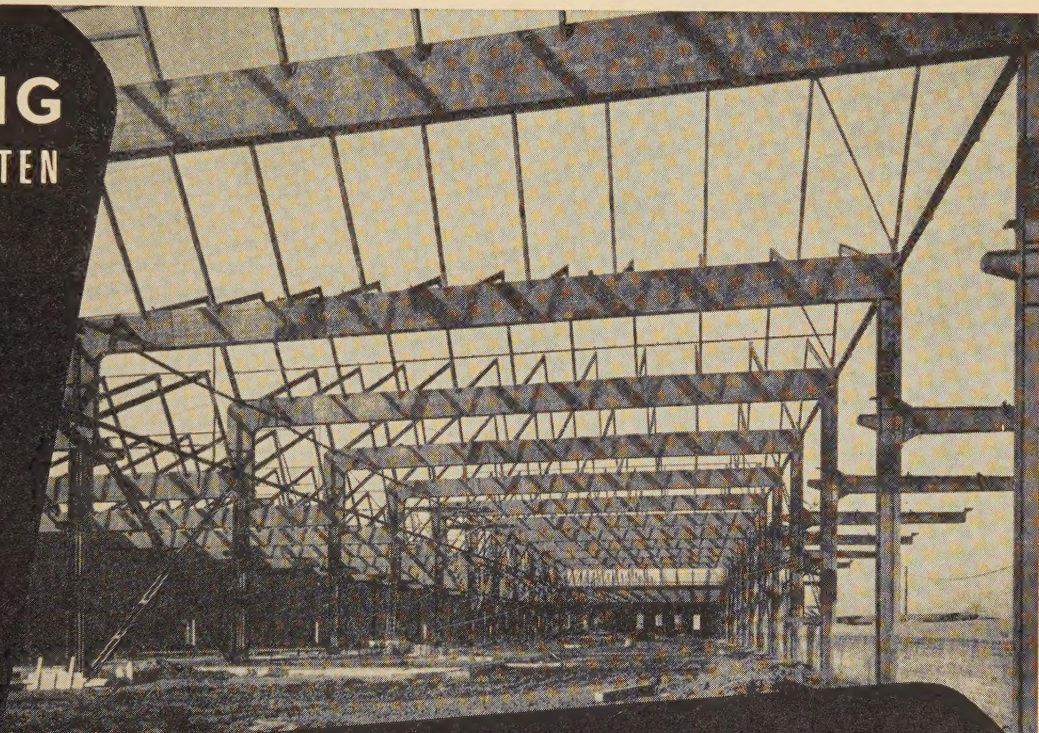
PRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

3. JAHRGANG

FEBRUAR 1958

HEFT 2

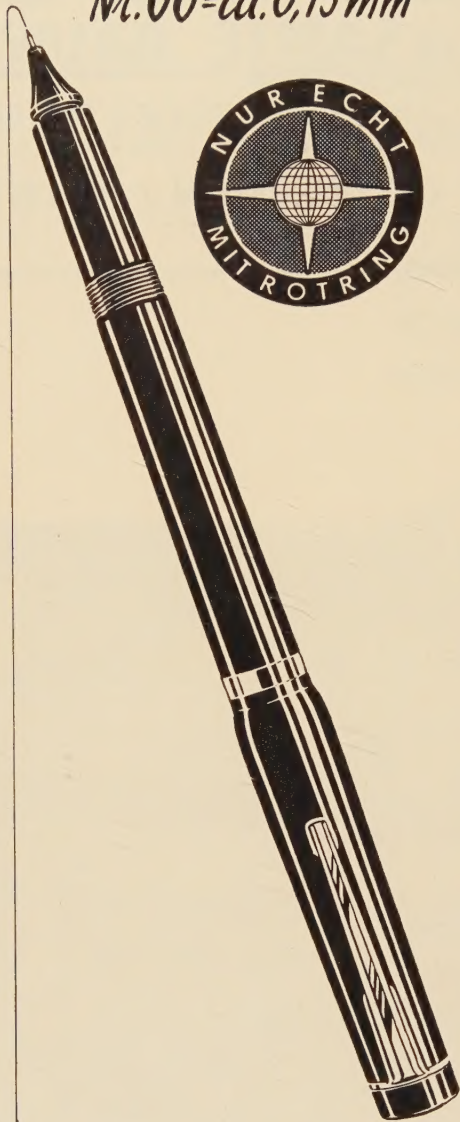
POHLIG
STAHLBAUTEN



J. POHLIG AKTIENGESELLSCHAFT · KÖLN

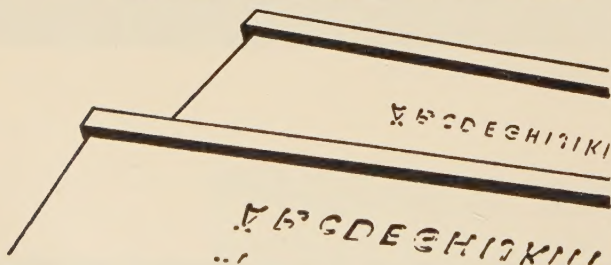
RAPIDOGRAPH ^{jetzt} für feinste Striche!

Nr. 00 = ca. 0,15 mm



Zu der neuen Strichstärke 00 die neue RAPIDOGRAPH-Schablone 00 in der Schriftgröße 2 mm und 3 mm. Sie ermöglicht kleinste und gestochen scharfe Beschriftungen, auch kursive.

Jetzt also: RAPIDOGRAPH in 5 Strichstärken von ca. 0,15 bis ca. 0,80 mm mit dazu passenden RAPIDOGRAPH-Schablonen.



GRÜNDUNGEN

JOHANN KELLER
G.M.B.H.
FRANKFURT AM MAIN

Tonatex - SPEZIAL SCHALLSCHLUCKPLATTEN

LIEFERUNG ÜBER DEN FACHHANDEL

DIE NEUEN ATTRAKTIVEN LOCHPLATTEN

W. HOLZHÄUER · ATEX-WERKE KG · ELSENTHAL-GRAFENAU

Den Kinderschuhen entwachsen



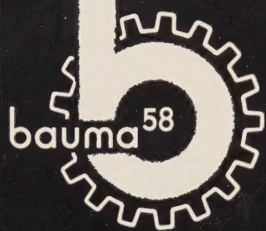
Mit Recht kann diese volkstümliche Redewendung auf den Fortschritt im Bau von Walzwerken seit dem Anlaufen unserer neuen vollkontinuierlichen Feineisenstraße angewendet werden.

ne Straße — zwei Walzlinien! Diese Gerüstanordnung ermöglicht einen Programmwechsel ohne Produktionsunterbrechung. Es wird pausenlos gewalzt.



ürzere Lieferfristen bei großer Sortenauswahl, rationelle Fertigung durch hohe Walzgeschwindigkeiten, größte Genauigkeit infolge neuartiger Kalibrierung sind Vorteile, die unserer Kundschaft zugute kommen

HOESCH-WESTFALENHÜTTE AG DORTMUND



Zum 5 Male ruft auch Sie



die konzentrierte Fachmesse



für Baumaschinen u. Geräte



MÜNCHEN
22.-30. März 1958

Nichtstationäre Vorgänge in den Zuleitungs- und Ableitungskanälen von Wasserkraftwerken.

**Translationswellen in offenen Kanälen,
Wasserschlässe an Druckstollen**

Von **Josef Frank**, Oberingenieur, Wissenschaftlicher Mitarbeiter der Siemens-Schuckertwerke A.-G., Erlangen. Zweite, neubearbeitete Auflage des Buches von J. Frank und J. Schüller. Mit 232 Abbildungen. XI, 333 Seiten Gr.-8°. 1957.

Ganzleinen DM 48,—

Aus den Besprechungen: Das vorliegende Buch ist eine völlige Neubearbeitung des vor etwa zwanzig Jahren erstmalig herausbrachten Buches über Schwingungen in den Zuleitungs- und Ableitungskanälen von Wasserkraftanlagen. Durch Anregungen aus der Praxis infolge des verstärkten Ausbaus von Wasserkraftanlagen brachte die technische Hydraulik eine Fülle neuer Arbeiten und Untersuchungen, so daß diese zweite Auflage in ihrem Inhalt sehr verändert ist.

Der erste Teil behandelt die Fortpflanzung von Schwall- und Sunkwellen in offenen Gerinnen und bringt allgemeine Ansätze für Verformung, Reflexion und Dämpfung der Wellen. Die beim Kraftwerksbetrieb vorkommenden Fälle wie Stauschwall und Entnahmesunk im Oberwasser sowie Absperresunk und Füllschwall im Unterwasser werden eingehend dargestellt. Besondere Berücksichtigung finden die hydraulischen Vorgänge bei der Durchlaufspeicherung und die Abflußverhältnisse in Freispiegelstollen, die vorübergehend bei Schwallwellen unter Druck stehen (gemischtes Regime).

Der zweite Teil bringt Wasserschlässe an Druckstollen. Die verschiedenen Typen werden behandelt und die Grundsätze ihrer Berechnung angegeben. Leider gibt es bisher nur wenige geschlossene analytische Berechnungsverfahren, so daß oft auf schrittweise Verfahren zurückgegriffen werden muß. Allgemeine und spezielle Ausführungen befassen sich mit den rhythmischen Laständerungen, die bei modernen Kraftwerken beachtet werden müssen. An Beispielen wird die Berechnung von komplizierten Stollen-Wasserschloßsystemen und Sonderformen vorgeführt. Der Verfasser geht auch auf die Anordnung von Wasserschlässern bei Kavernenkraftwerken und Pumpspeicheranlagen ein. Ein großer Abschnitt ist der Stabilität des Wasserschlosses gewidmet. Hierbei wird auch die Theorie der kleinen Schwingungen (Evangelisti), die Regler, elektrische Maschinen und Versorgungsnetz mit einbezogen, erläutert. Das zahlreiche Schrifttum erleichtert die Weiterverfolgung besonderer hydraulischer Probleme.

Das Buch wird dem in der Wasserkraftnutzung tätigen Ingenieur ein treuer Helfer sein.

„Der Bauingenieur“

SPRINGER-VERLAG
BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG



Im Mittelpunkt: Die Mine!

Auf die Mine kommt es an! Ist sie von erlesener Güte und fest von edlem Zedernholz umschlossen, so erfreut sie Architekten und Bauingenieure am Zeichentisch, weil sie ihnen die Arbeit erleichtert.

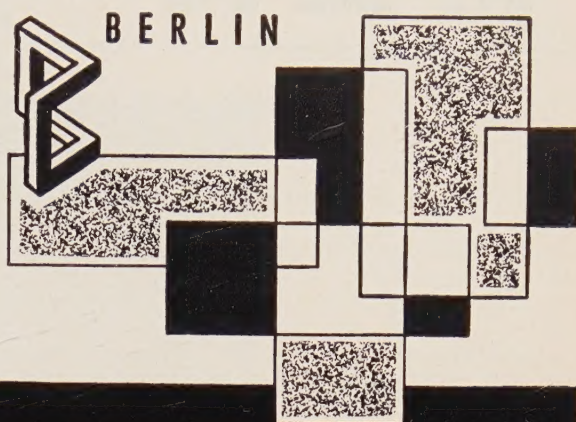
Zeichner, die den **MARS-Lumograph** benutzen, kennen dieses befriedigende Gefühl und erleben es jeden Tag aufs neue.

Und wer die **MARS-Lumograph-Mine** einem Fallstift anvertraut, dem dient sie genauso verlässlich; vorausgesetzt, daß sie darin unverrückbar festgehalten wird, wie das im **MARS-Lumograph-Technico** der Fall ist.



STAEDTLER

MARS-Lumograph-Zeichenstifte in 19 Härten
MARS-Lumograph-Minen in 18 Härten
MARS-Lumograph-Technico für 18 Härten



„Im Hansa-Viertel gibt es nur Flachdächer oder leicht geneigte Pultdächer. Diese Entscheidung hat, das soll ausdrücklich gesagt werden, keinen prinzipiellen Charakter, sondern sie war durch die besonderen Voraussetzungen des Hansa-Viertels bedingt. Allerdings wurden auch von den beteiligten Architekten, obwohl ihnen hier keinerlei Bedingungen gestellt worden waren, in keinem Falle Satteldächer gewünscht. Das Satteldach kann städtebaulich bestimmend sein bei Zeilenbauten mittlerer oder geringerer Höhe. Eine möglichst parallele Anordnung der Baukörper ist dabei Voraussetzung. Es scheidet aber im allgemeinen aus beim Hochhaus, ebenso auch bei stärker bewegten Gebäude-Grundrissen; so vor allem auch bei der eingeschossigen Bebauung, in der eine enge Verbindung zwischen Wohn- und Gartenraum durch eine starke Bewegtheit der Grundrisse erreicht wird.“

So zu lesen im Katalog zur INTERBAU 1957. Eine unparteiische und objektive Äußerung!

Womit werden Flachdächer vorwiegend gedeckt? Mit Dachpappe! Dieser Baustoff hat sich in immer verbesserter Form seit über einem Jahrhundert bewährt. Kenner wissen, daß der etwas ominöse Name Dachpappe der großen Bedeutung einer Dachhaut keineswegs gerecht wird, die in der Lage ist, größte Gebäude jahrzehntelang vor Feuchtigkeit zu schützen.

Wer sicher gehen will, eine Dachpappe zu erhalten, an die solche hohen Ansprüche gestellt werden können, sollte darauf achten, daß sie das Gütezeichen trägt. Der Produzent, der es führt, bietet Gewähr für gleichmäßige, normenmäßige Beschaffenheit der Dachpappe; er wird durch seinen eigenen Willen zur Qualität und durch die laufende Überwachung durch eine amtliche Materialprüfungsanstalt angespornt, auch durch sein Erzeugnis den guten Ruf der guten Dachpappe aufrechtzuerhalten.

Technischen Rat in Fragen der Dachpappendeckung gibt das Sammelwerk „ABC der Dachpappe“.

Fordern Sie seine kostenlose Zusendung an beim:

**VERBAND DER
DACHPAPPEN-INDUSTRIE E.V.**



Wiesbaden, Postfach 827



DOPPELKLAPPBRÜCKE REIHERSTIEG BEI HAMBURG-
HARBURG, SYSTEM SCHERZER MIT UNTER DER FAHR-
BAHN ANGEORDNETEM GEGENGEWICHT UND
UNTER DER MITTE BEFINDLICHEM KURBELANTRIEB

BEWEGLICHE BRÜCKEN

SCHLEUSEN- UND WEHRANLAGEN
DOCK- UND SPERRTORE · SCHIFFS-
HEBEWERKE · SCHIFFSAUFSCHELLEN

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG AG · WERK GUSTAVSBURG

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. K. SATTLER / BERLIN
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT
RINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

JAHRGANG FEBRUAR 1958 HEFT 2

Inhaltsübersicht

	Seite
OK 69.025.4 (43+73)	
<i>Dr.-Ing. W. Weiss, Freeport/New York:</i>	
Neuzeitlicher Deckenbau in USA und Deutschland	
Mit 32 Abbildungen	41
OK 624.073 : 624.075.4	
<i>G. Rumpel, Technische Universität Berlin:</i>	
Über das Verhalten dünner Platten in den Eckpunkten	
Mit 16 Abbildungen	50
OK 624.131.5.001.2	
<i>Prof. A. Kézdi, Budapest:</i>	
Beiträge zur Berechnung der Spannungsverteilung im Boden	
Mit 16 Abbildungen	54
OK 626.8 : 627.51 : 627.8 : 621.311.21 (496)	
<i>Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.ès Sc h. c. F. Tölke, Stuttgart:</i>	
Über einige kraftwirtschaftliche und wasserwirtschaftliche Mehrzweckprojekte in der Türkei	
(Fortsetzung aus Heft 1)	
Mit 24 Abbildungen	58

Kurze Technische Berichte

OK 621.643 : 625.78 : 624.04	
Spannungen in eingeerdeten Rohren	
Mit 5 Abbildungen	67
OK 624.007.2 : 373.63 (73)	
Mangel an Bauingenieuren in den USA	70
OK 624.21 : 625.745.1 : 69.057 (755)	
Montage der Straßenbrücke über den Rappahannock-Fluß	
Mit 4 Abbildungen	71
OK 624.915.016.6 : 69.023.63 (7)	
Kreuzgewölbekuppel in St. Louis/USA	
Mit 1 Abbildung	72
Rechnungsbesprechungen	73
Veröffentlichungen	74
Verschiedenes	
Dr.-Ing. E. h. Dr. J. Oderbach zum 60. Geburtstag. S. 75. — Professor Wittmann Dr.-Ing. E. h. S. 75. — Dr.-Ing. E. h. Max Prüss 70 Jahre alt S. 75. — Zuschrift zu dem Aufsatz Kohl S. 75. — Entwurf DIN 1076, Straßen- und Wegbrücken. S. 75. — Entwurf zu DIN 4117, Sperrschichten gegen Bodenfeuchtigkeit für Hochbauten, Richtlinien und Ausführung. S. 76. — Schinkelfest des Architekten- und Ingenieurvereins zu Berlin. S. 76.	
Mitteilungen aus der Industrie	76

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. K. Sattler,

Technische Universität Berlin,
Lehrstuhl für Stahlbau

(1) Berlin-Charlottenburg 2, Hardenbergstr.

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,

(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten an die

Schriftleitung „Der Bauingenieur“,

Berlin W 35, Reichpietschufer 20,

Springer-Verlag.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten. Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts erwirbt der Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder. Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen vorher an anderer Stelle nicht veröffentlicht sein und auch später nicht andersweitig veröffentlicht werden.

Photographische Vervielfältigungen, Mikrofilme, Mikrophote von ganzen Heften, einzelnen Beiträgen oder Teilen daraus sind ohne ausdrückliche Genehmigung des Verlages nicht gestattet.

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in dieser Zeitschrift berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, daß solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften.

Erscheinungsweise: Monatlich.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 12,— (Einzelhefte DM 4,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 9,— vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt jede Buchhandlung, jedes Postamt oder der Verlag entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Westberlin Fernspr.: Sammelnummer 24 92 51) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Berlin W 35, Reichpietschufer 20,

Fernsprecher: Sammelnummer 24 92 51.

Heidelberg, Neuenheimer Landstraße 28—30,

Fernsprecher: 2 79 01—4.

Neuzeitlicher Deckenbau in USA und Deutschland

Von Dr.-Ing. Wilhelm Weiss, Freeport/New York, z. Z. Traunstein

69.025.4 (43 + 73)

Wenn man die Entwicklung im Bau von Zwischenböden überblickt, wird man zu der Feststellung gelangen, daß, abgesehen vom Wohnungsbau, im Laufe der letzten Jahrzehnte an den Deckenbau Anforderungen gestellt worden, die es bewirkten, daß diesem wichtigen Teilgebiet des Hochbaues heute eine ständig steigende Bedeutung kommt, die auch in dem starken Wettbewerb unter den verschiedenen Deckenkonstruktionen ihren sinnfälligen Ausdruck findet.

Ausgehend von der auch heute noch im kleineren Wohnungsbau gebräuchlichen Holzbalkendecke ging die Entwicklung über die Trägerdecke mit dazwischen genannten Ziegelkappen und bewehrten Hohlstein- und Betonplatten bis zu den Stahlbetondecken in den verschiedensten Ausführungen.

Im Folgenden soll der Entwicklungsstand im Deckenbau in den USA und Deutschland näher ins Auge gefaßt werden, auf einige gebräuchliche Konstruktionen eingegangen werden, ohne daß versucht wird, bei der Vielzahl von Varianten eine erschöpfende Darstellung zu geben.

Deckenbau in den USA

Für große Geschäfts-, Verwaltungs- und Industriebauten ist die bevorzugte Bauweise die Stahlskelettbauweise, was in dem Lande mit der höchsten und immer noch steigenden Stahlerzeugung nicht weiter verwunderlich ist, aber ausschlaggebend dürften im allgemeinen in der Linie doch die praktischen und wirtschaftlichen Vorzüge sein, die bei diesen hohen Bauten zur Geltung kommen.

So lange man keine weitergehenden Ansprüche an die Ausführung einer Decke zu stellen hatte, genügte eine einfache Bauweise wie sie uns Abb. 1 vor Augen führt. Mit der zunehmenden technischen Ausstattung großer Ge-

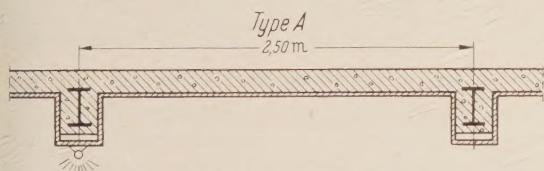


Abb. 1. Frühere Deckenausführung.

äude mit Klimaanlage und der vielfältigen elektrischen Ausrüstung mußte in USA zu Konstruktionen übergegangen werden, bei denen es in erster Linie auf genügenden Brandschutz und auch glatte Untersicht ankam. Die Abb. 2a und 2b zeigen im Prinzip die beiden Möglichkeiten für diese Bedingungen, bei ersterem Typ die feuer-

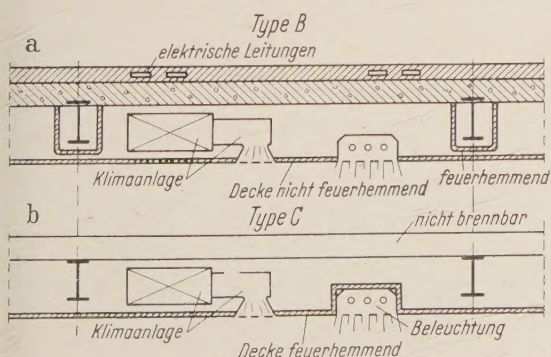


Abb. 2a, b. Neuere Ausführung in USA.

sichere Ummantelung der Deckenträger, beim zweiten an Stelle dieser Ummantelung eine angehängte feuerhemmende Putzdecke, die bei sachgemäßer Ausführung einen Feuerschutz bis zu 5 Stunden gewähren kann. (Der Feuerschutz in den USA muß gemäß den amtlichen Vorschriften gewährleistet sein. In den USA gibt es viele solcher Bestimmungen, die teils von Gemeinwesen, teils aber auch von Staaten der USA herausgegeben sind. Man kann hier zwei Richtungen unterscheiden: Die eine, die Baumaterial, Größe, Dicke und die Art ihres Einbaues vorschreibt und die andere, die sich auf Versuche durch eine amtliche Autorität mit einem bestimmten Material ohne Angabe von Größe usw. stützt. Die hierbei in Betracht kommenden Baustoffe sind: Zement, Gips, Asbestfasern und Vermiculite; letzteres ein gequetschter Glimmer mit einem Schmelzpunkt von rund 1370° C, der aber nicht brennt. Der höchst mögliche Feuerschutz für 5 Stunden kann mit einer Stahlzellendecke und 5 cm Zementestrich bei einer Bauhöhe von 22,5 cm zwischen Träger-

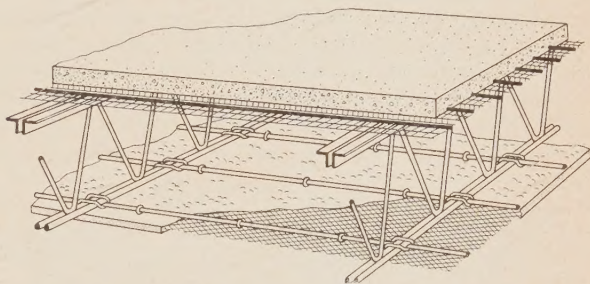


Abb. 3. Decke mit Open Web Steel Joists.

oberkante und der „Vermiculite“ Gipsputzdecke von 2,5 cm Dicke erzielt werden. Als Putzträger dient dabei das bekannte Rippenstreckmetall.)

Eine weite Verbreitung haben in USA Decken gefunden, die statt des I-Trägers Gitterträger, aus Stabeisen zusammengeschweißt, verwenden (sog. bar-joists) Abb. 3. Zwar sind in USA auch Betonbalken mit Betonhohlblocksteinen bekannt, doch treten solche Decken gegenüber den Decken mit Gitterträgern stark in den Hintergrund. Bei dem „Open Web Steel Joist System“ wird der Gitterträger nicht einbetoniert, Ober- und Untergurt erhalten eine Bespannung mit dem Rippenstreckmetall, auf das oben 5 cm Beton und unten ein „Vermiculite“ Putz aufgebracht wird. Auf diese Weise entsteht eine zweischalige Decke. Solche Decken fanden in den zwanziger Jahren auch in Deutschland Eingang, inzwischen ist aber ein Übergang zu einer Verbundbauweise mit Einbetonierung der Gitterträger erfolgt. In USA ist die Entfernung der „bar joists“ voneinander auf rund 60 cm begrenzt; ihre außerordentliche Beliebtheit ist auf geringe Kosten und ihre rasche und leichte Verlegung zurückzuführen. Das Wichtigste ist in USA, an Arbeitszeit einzusparen, denn der Arbeiter verdient drüben etwa das Vierfache von dem des deutschen Arbeiters, und es macht sich dementsprechend durchaus bezahlt, mehr an Arbeitszeit einzusparen als an Stahlmaterial.

In Philadelphia sind seit dem zweiten Weltkrieg 20 und 24 Stockwerke hohe Wohnhausbauten und Hotelbauten mit diesen Decken ausgerüstet worden, ausgenommen waren lediglich die ebenerdige Decke und Decken für Versammlungs- und Ballräume. Das höchste Gebäude mit diesen Decken ist das 37 Stockwerk hohe „Grant Building“ in Pittsburgh. In New York ist diese Decke wenig hervor-

getreten, da sie gemäß dem Code der City of New York nur für Gebäudehöhen bis zu rund 30 m zugelassen ist. In den anderen Staaten der USA und in den Städten besteht diese Einschränkung nicht. Diese Deckenbauart gilt in USA als die wirtschaftlichste aller Deckenbausysteme. Man schätzt, daß bis 1955 mindestens 9 Mio m² dieser Decken eingebaut wurden.

Bei der Ausbildung dieses Gitterträgers sind verschiedene Stabprofile für die Gurtungen in Verwendung, wie Abb. 4 zeigt. Die Trägerhöhe bewegt sich zwischen 20 und 40,5 cm, die Träger sind standardisiert und zahlreiche

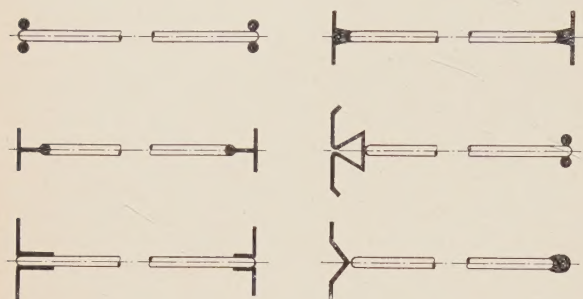


Abb. 4. Open Web Steel Joists.

Unternehmerfirmen fertigen sie an, die im „Steel Joist Institute“ zusammengeschlossen sind, z. B. Bethlehem, Ceco, Cobusco, Consteel, Gabriel, Laclede, Macomber, Sheffield, Southwest, Truscon, Virginia (Steel Corporation u. a.)

Für die Deckenplatten über den Gitterträgern werden auch Netze aus leicht gewellten Stahldrähten verwendet, die mit den Obergurten der Träger verknüpft werden (Abb. 5 und 6).



Abb. 5. Deckenbau mit „Open Web Steel Joists“ und Rippenstreck-Metall.

Drei ähnliche Deckenbauarten in Verbindung mit I-Trägern sind aus den Abb. 7, 8 und 9 ersichtlich. Diesen 3 Decken, kombinierten Stahlbetondecken, sind gemeinsam besonders profilierte flache Platten, auf die in der Werkstätte gehärtete Rundstähle aufgeschweißt werden. Bei der Type B sind noch besondere Verstärkungsstäbe vorgesehen, die mit den quer laufenden gehärteten Rundstäben verknüpft werden.

Eine ingenieure Deckenbauart ist die mit genormten Hartfaserplatten zwischen Trägern, wobei die Platten mit

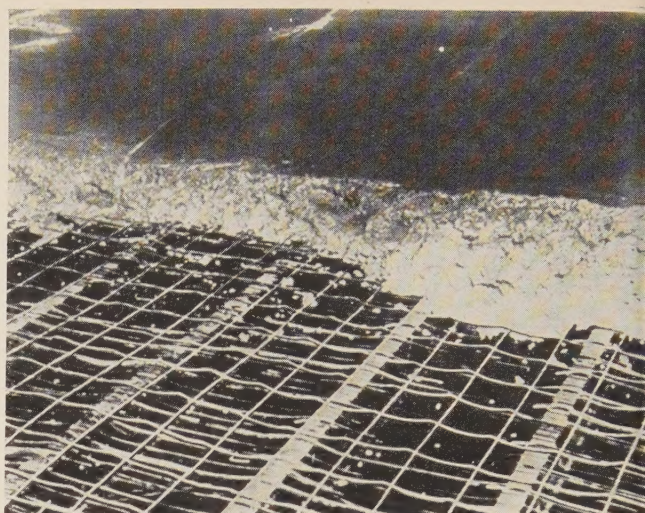


Abb. 6. Neuere Deckenausführung in USA.

eisernen Clips an den oberen Trägerflanschen befestigt werden, wie Abb. 10 und 11 zeigen. Eine weitere Unterstützung ist entbehrlich. Für diese sehr beliebte Deckenbauart werden leichte I-Träger (junior beams) eines großen Walzwerks verwendet. Die wirtschaftlichste Entfernung dieser Träger beträgt zwischen 60 cm und 1 m.

Neben den bisher erwähnten Deckenbauarten hat sich insbesondere eine Deckenbauart durchgesetzt und eine einzig dastehende Verwendung für die Hochhausbauten ge-

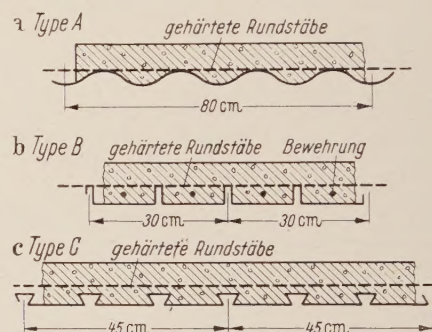


Abb. 7 a, b, c.

funden, nämlich die „Q-floor“ (Q-Decke). Sie ist eine auf I-Trägern aufgebaute Stahlblechzellen-Decke. Sie verwendet dünne Stahlbleche zu den aus Abb. 12 ersichtlichen zu Kanälen geformten Profilen. Die Blechstärken bewegen sich bei der einfachen Type von 12—18 gauge (2,4 bis 1,3 mm), bei den zusammen gesetzten Profilen von 18—24 gauge (1,3 bis 0,6 mm). Auf diese Stahlzellendecke wird ein unbewehrter Füllbeton von 6 cm aufgebracht, da die Zellendecke Eigengewicht und Nutzlast allein zu tragen

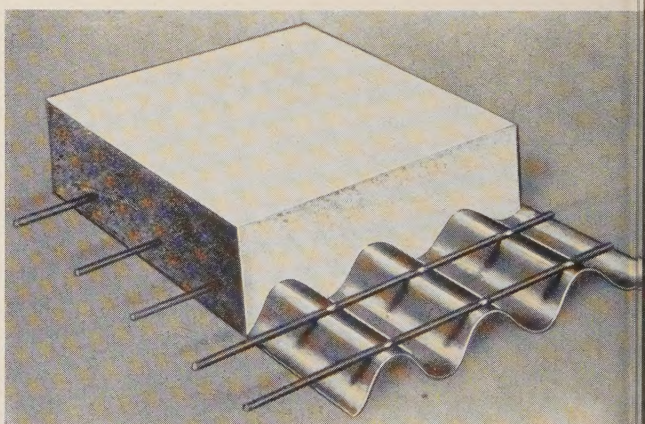


Abb. 8. Neuere Deckenausführung in USA.

mstände ist. Charakteristisch für diese Decke ist die praktische Unterbringung der zahlreichen Rohr- und elektrischen Leitungen in den Zellkanälen und angehängt an diese, die Leitungsanlässe für die Klima-Anlage und eine feuerhemmende Putzdecke (Abb. 13). Aus den Zellkanälen führen

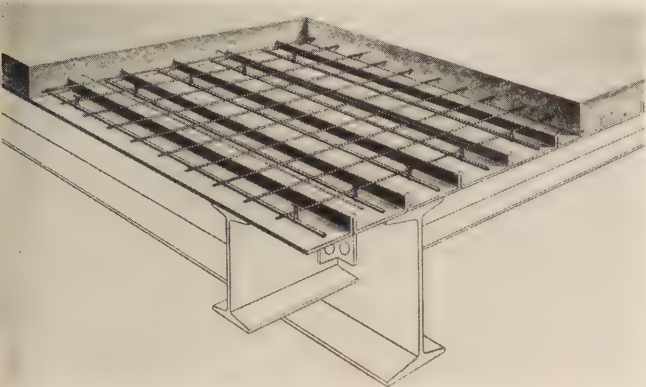


Abb. 9. Neuere Deckenausführung in USA.

elektrische Leitungen zu Auslässen an der Deckenoberkante für Telefone an beliebigen Stellen. Man kann wohl sagen, daß eine praktischere, allen Anforderungen gerecht werdende Deckenbauart kaum denkbar ist. Es ist deshalb auch

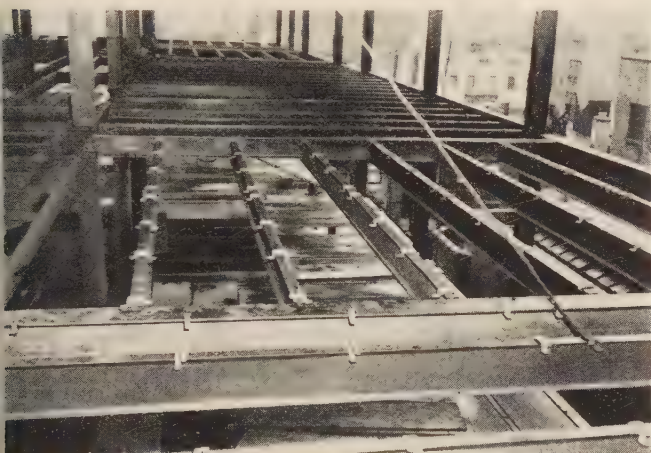


Abb. 10. Decke mit Hartfaser-Platten.

verständlich, daß ein sehr hoher Prozentsatz der nach dem zweiten Weltkrieg in den USA gebauten Wolkenkratzer — sicher 75 %, wenn nicht mehr — mit diesen Decken ausgerüstet wurde. Wohin man kommt in den



Abb. 11. Decke mit Hartfaser-Platten.

USA, trifft man auf diese Deckenbauart. Die Patente der H. H. Robertson Co sind seit etwa zwei Jahren abgelaufen und die Stahlzellen-Profile werden nun auch von anderen Firmen angefertigt und vertrieben. Zwei Firmen haben weitere Profile herausgebracht (Abb. 14). Es ist aber dabei zu beachten, daß diese Typen einen bewehrten Aufbeton benötigen. Eine Ausführung dieser neueren Zellenbauart veranschaulicht Abb. 15. Die Befürworter dieser Stahlzellenbauart heben hervor, daß das Gesamtgewicht der Decke nur ein Drittel bis zur Hälfte des Gewichtes der üblichen Betondecken mit Trägern beträgt. Diese bedeutenden Gewichtsersparnisse wirken sich beträchtlich kostensparend auf die Stahlskelettkonstruktion und die Fundamente aus.

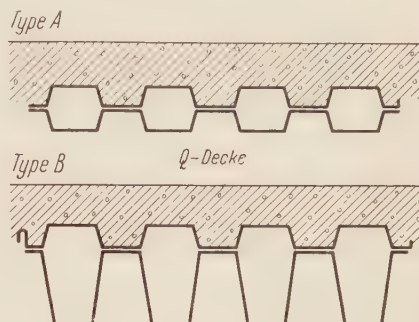


Abb. 12. Decke mit Hartfaser-Platten.

Besonders zweckmäßig hat sich die Zellenbauart bei den großräumigen Geschäftshausbauten erwiesen, die häufig nicht vorherzusehenden Veränderungen bei der Vermietung der Räume unterworfen sind.

Als einer der Hauptvorteile dieser Deckenbauart wird ihre schnelle Verlegbarkeit gerühmt. Sie folgt dem Fortschreiten der Montage des Stahlgerippes buchstäblich auf dem Fuße und beschleunigt und verbilligt damit alle nachfolgenden Innenausbauarbeiten wie die Verlegung aller elektrischen Leitungen. Die Profile der Zellen sind leicht

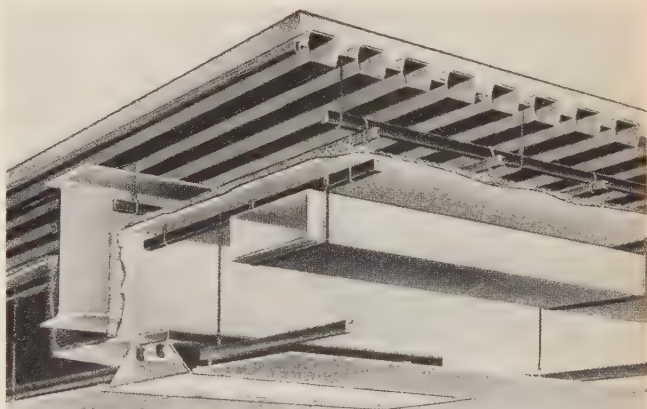


Abb. 13. Q-Decke.

und somit auch leicht zu verlegen, die Spannweite kann bis zu 6 m betragen. Die Verbindung mit dem Stahltragwerk erfolgt durch Aufschweißung auf die Stahlträger. Ihre bedeutendste Förderung hat diese Deckenbauart verhältnismäßig spät nach ihrer Patentierung erfahren; es ist dies darauf zurückzuführen, daß erst mit dem Bau von den oben erwähnten feuerhemmenden Putzdecken eine genügende Gewähr für den Schutz bei Bränden gegeben werden konnte.

Wie bedeutend die Gewichtsersparnisse an dem Stahltragwerk durch die Fortschritte im Deckenbau sind, wird

deutlich, wenn man die Konstruktionsgewichte von 3 Geschäftshausbauten in den 40 Jahren seit 1911 einander gegenüberstellt. Unterm 3. April 1952 berichtet die Engineering News-Record über 3 große Neubauten mit 24, 38 und 30 Geschossen in der Stahlstadt Pittsburgh mit folgenden Daten:

Geschäftshaus	Baujahr	Stockwerke	Vermietbare Fläche	Baustahl
Oliver	1911	24	29 500 m ²	10 000 t
Gulf	1932	38	28 200 m ²	12 700 t
Alcoa	1952	30	29 200 m ²	6 500 t

Eine neuartige Deckenkonstruktion in Stahlbeton, die geeignet erscheint, den Bau von Wolkenkratzern in dieser Bauweise in größeren Höhen als bisher zu ermöglichen,

Engineers Amman and Witney und deren Associate Partner Boyd G. Anderson eine Hochhaus-Bauart aufgezeigt mit der es möglich sein wird, Wolkenkratzer in Stahlbeton bis zu 90 Stockwerken ohne die stets unerwünschten Innen- und Außenstützen zu errichten.

Eine wichtige Voraussetzung für die Erreichung dieses seit langem angestrebten Zieles des Stahlbetonbaues in USA war die Entwicklung einer geeigneten Deckenbauart, die große Spannweiten bis zu 24 m in einer einfachen, wirtschaftlichen und praktischen Konstruktion überbrückt. Eine solche Bauart wurde mit einer gefalteten Decke nach Abb. 16 a, b gefunden, die ihre Lasten auf zwei Außenwände abgibt, während die anderen beiden Wände prä-

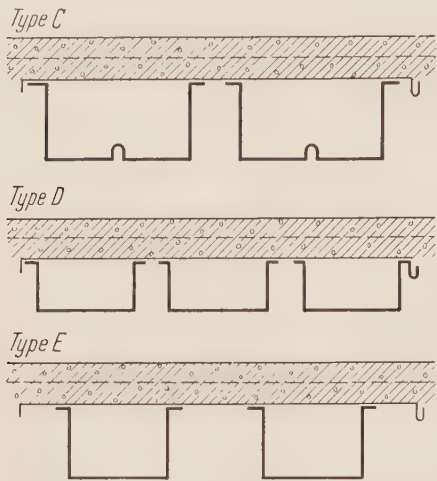


Abb. 14. M-Decke. Abwandlung der Q-Decke.

erregt unsere besondere Aufmerksamkeit. Bisher ist man bekanntlich in USA mit Stahlbeton-Hochhäusern aus technisch-wirtschaftlichen Erwägungen nicht über 30 Stockwerke hinausgekommen, nun haben aber die Consulting

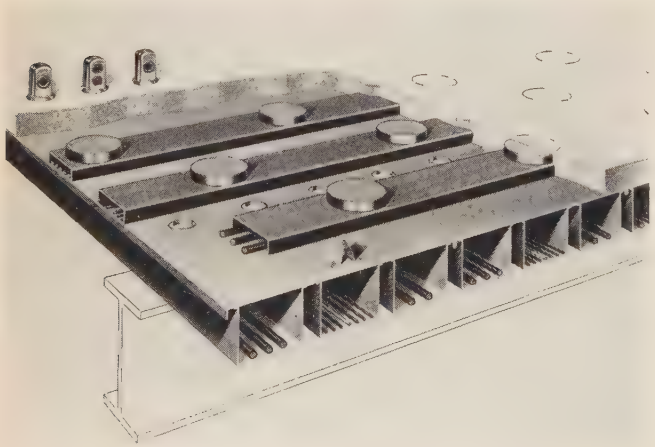


Abb. 15. M-Decke, Abwandlung der Q-Decke.

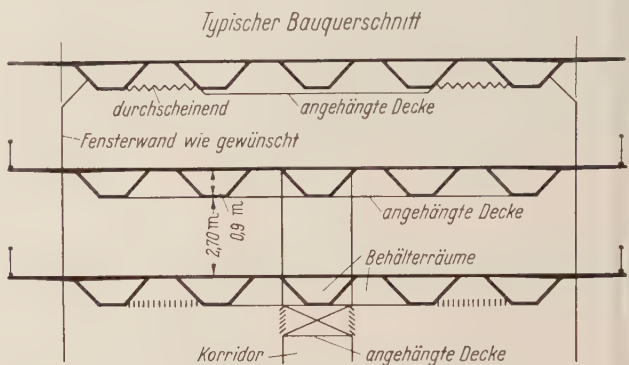


Abb. 16 b. Decken-Entwurf für Stahlbeton-Wolkenkratzer in USA

tisch unbelastet bleiben, lediglich dem Raumabschluß auf Glas oder anderen leichten Baustoffen dienen und Balken tragen können (Abb. 17).

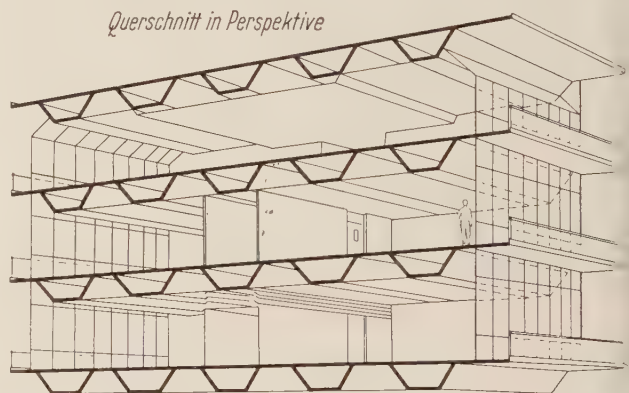


Abb. 17. Decken-Entwurf zu einem Stahlbeton-Wolkenkratzer in USA

Die Konstrukteure dieser neuen, zweifellos einen wichtigen Fortschritt im Hochhausbau darstellenden Bauart heben hervor:

1. daß sie größte stützenfreie vermietbare Flächen zu einem wirtschaftlich durchaus tragbaren Preis ermöglichen, da die Eigengewichte der Decken gering sind;

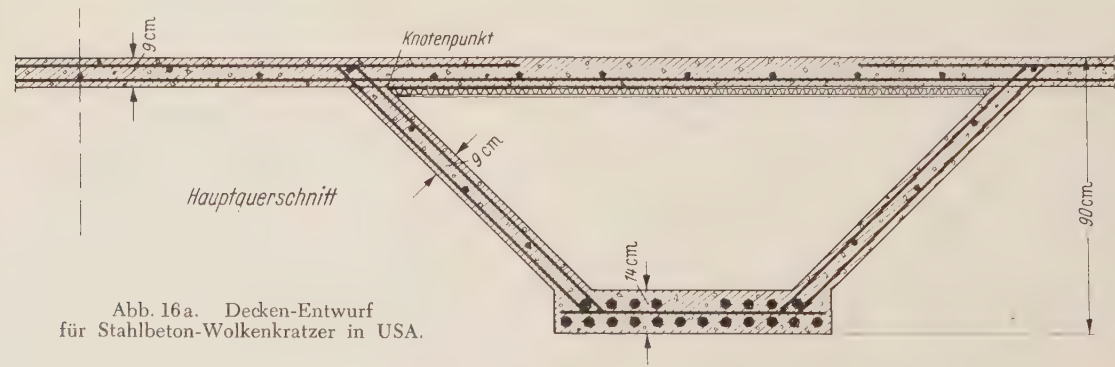


Abb. 16 a. Decken-Entwurf für Stahlbeton-Wolkenkratzer in USA.

2. daß sie sehr hohe Gebäude gestattet;
3. daß sie viele niedrige Gebäude ersetzen kann und demgemäß für eine Stadtentwicklung äußerst vorteilhaft ist.

Gebäude mit diesen gefalteten Decken bieten mit den offenen und geschlossenen Falten für die Unterbringung aller nötigen Installationen und besonders der Klima-Anlage

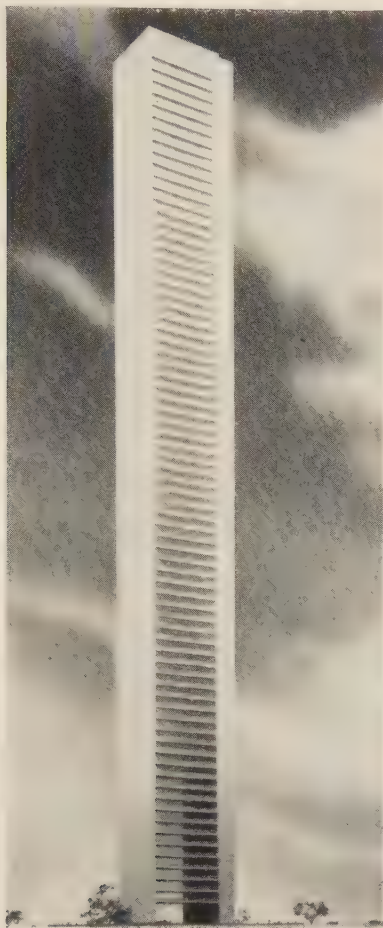


Abb. 18. Entwurf eines neuartigen Stahlbeton-Wolkenkratzers.

die besten Möglichkeiten. Die für die Decke ermittelten Wandstärken für den Fall der 24 m weit gespannten Decke bewegen sich von 76 cm am Fuße bis auf 30 cm am Kopf. Den Entwurf eines solchen neuartigen Wolkenkratzers zeigt Abb. 18.

Deckenbau in Deutschland

Betrachten wir die Entwicklung in Deutschland, so finden wir, daß ihr Verlauf in der ersten Zeit mit dem Trägerbau in ähnlicher Weise vor sich ging wie in USA. Hier wie dort die Trägerdecken mit zwischen den Trägern gespannten Hohlsteindecken, anfangs gewölbt, später scheitelt und bewehrt (Kleine'sche Decken im weiteren Verlauf übergehend zu den viel verwendeten Bimsbetondecken mit Bimsbeton-Hohlkörpern (Remy, Dahm, Hubalek u. a.). Mit T-Träger mehr und mehr Stahlbetonbalken, deren Entfernung voneinander sich schließlich bis auf ca. 60 cm verringerte, um die früher im Deckenbau allgemein gebräuchlichen Einschalen der ganzen Decke einzusparen. Großflächen-Schalungen in Holz haben sich praktisch nur mehr für mit Baustahlgewebe bewehrte Plattendecken erhalten, sie haben jedoch in den letzten Jahren einen neuen Auftrieb erhalten mit der Verwendung von eisernen Schalungsträgern, durch die die früheren hölzernen Unterstützungen der Schalungsdecken in Wegfall kommen konnten. Solche Schalungsträger, die immer wieder verwendet werden können, sind der Hico-Träger, der Hünnebeck-Träger und neuerdings auch der RöRo-Träger. Die beiden erst-

genannten haben sich auch bereits in USA eingeführt und werden dort hergestellt. Eine ausgedehnte Verwendung bis auf den heutigen Tag haben Rippendecken gefunden, deren Räume zwischen den Rippen lange Zeit hindurch mit porösen, wärmehaltenden Hohlkörpern, die auf der Baustelle hergestellt wurden, ausgefüllt wurden. An ihre Stelle sind Hohlkörper aus Bimsbeton, Schwerbeton oder auch Ton getreten.

Die Weiterentwicklung im Deckenbau ist gekennzeichnet durch das Bestreben, die Eisenbetonbalken so zu gestalten, daß sie nicht nur leichter und handlicher wurden, sondern auch zugleich als tragfähige Träger beim Einbau der Hohlkörper ohne Schalung dienen konnten. Auf diese Weise konnte die Einbauzeit erheblich verkürzt und anschließend das Einbringen des Ortbetons über den Trägern und das Auftragen des Aufbetons in rascher Folge vorgenommen werden. Zur Erzielung eines raschen, sicheren Einbaues der Füllkörper wurden bei der Formgebung der Träger und Füllkörper zweckmäßige konstruktive Vorkehrungen getroffen, die bei den meisten gebräuchlichen Deckenbauarten dieser Kategorie nicht sehr voneinander abweichen. Die Deckenbauarbeiten dieser und ähnlicher Art beherrschen heute zweifellos das Feld in Deutschland und haben die in einem Guß herzustellenden Rippendecken etwas in den Hintergrund gedrängt. Einige Bauarten, die sich rasch und erfolgreich eingeführt haben, da sie offenbare Fortschritte darstellen und den Bestrebungen nach weitestgehender Verkürzung der Deckenbauzeit entgegenkommen, sollen im folgenden herausgestellt werden.

Der Leitgedanke für die meistverwendeten Decken ist ein Gitterträger aus Stabstahl, ähnlich denjenigen, die wir eingangs bei den USA-Decken kennengelernt haben, die „bar joists“. Während diese, die „Open Web Steel Joists“, wie schon der Name besagt, als Träger mit offenem „Steg“ eingebaut werden, ist man in Deutschland dazu übergegangen, die Träger zunächst mit einem Betonfuß zu versehen, auf den sich die Hohlblöcke abstützen, und nach deren Einbau die Träger einzubetonieren (Vergußbeton) und je nach der verlangten rechnerischen Tragfähigkeit der Decke einen Aufbeton von 5 cm Dicke aufzubringen. Auf diese Weise entsteht im Gegensatz zu der USA-Ausführung eine Verbunddecke, bei der die Zugspannungen durch den Untergurt der Gitterträger und evtl. noch zugelegten Rundstählen aufgenommen werden, während die Aufnahme der Druckspannungen im Obergurt dem Beton zugewiesen wird.

Eine in großem Umfang angewendete Bauart lernen wir in den „Filigran SK Decken“ kennen, die in zwei verschiedenen Ausführungen auf dem Bauplatz ist, von denen die eine aus einem Gitterträger mit eingebauten Füllkörpern besteht und ein- und zweischalig ausgeführt

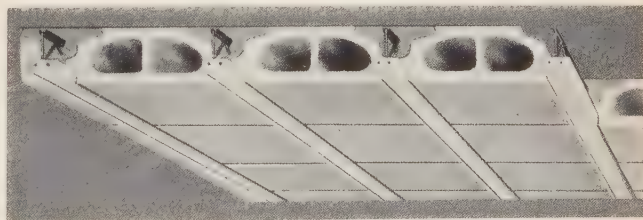


Abb. 19a. „SK-Filigran-Decke“ einschalig.

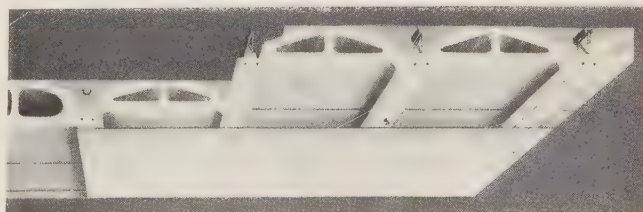


Abb. 19b. „SK-Filigran-Decke“ zweischalig.

wird mit dem erwähnten Rippenverguß, während die andere Bauart der gleichen Herstellerfirma eine reine Rippenträgerdecke mit Mietschalungen aus Holz oder Blech darstellt (Abb. 19 a, b, c und 20). Mit angehängter Putzdecke kann eine gute Luftschalldämmung erzielt werden, die erforderliche Trittschalldämmung wird durch Aufbringen eines „schwimmenden Estriches“ erreicht. Für



Abb. 19c. „SK-Filigran-Decke“ beim Einbau mit Querrippe.

beide Bauarten wird der „Filigran SK Träger“ verwendet, der während des Einbaues als in der Mitte unterstützter Rüstträger dient (Abb. 21). Die Anfertigung dieses „SK Gitterträgers“ erfolgt mit einem meisterhaft entwickelten Einzweckautomaten (Abb. 22), der für einen Träger mit

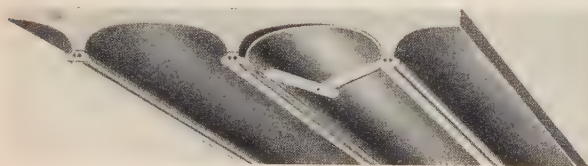


Abb. 20. SK-Filigran-Rippen-Decke.

14,5 cm eingerichtet ist. Je nach den erforderlichen Spannweiten sind für den Untergurt als kleinste Type 2 ϕ 8 mm, für die stärkste Type 2 ϕ 14 mm vorgesehen, für noch größere Spannweiten wird ein in der Mitte des Untergurtes liegendes Zulageeisen von max. 16 mm ϕ benötigt. Für den normalen Wohnungsbau kommen meist nur 20 cm Deckenbauhöhen in Frage. Die Zweischalendecke wird meist in 18 cm Höhe ausgeführt, für Siedlungshäuser zuweilen die 16-cm-Decke. Für schwere Decken mit Nutzlasten von 350 bis 1000 kg/cm² werden je nach Spannweite 20 cm und 24 cm hohe Steine mit 5 cm Überbeton mit zwei nebeneinanderliegenden Trägern verwendet.

Die „Kaiser-Decke“ wird ebenfalls als ein- und zweischalige Decke ausgeführt, und zwar einschalig mit Füllkörpern als Balken- und Rippendecke („Kaiser-Gitterträgerdecke“), zweischalig ohne Füllkörper mit Blechschalungen als Rippendecke mit Rippenstreck-Metall als Putzträger („Kaiser-Massivdecke“) und als zweischalige Decke mit Füllkörpern und Putzdecke (Kaiser-Katzenberger-Decke“); die

Abb. 23, 24, 25 zeigen die drei Bauarten, Abb. 26 a, b lassen den sorgfältig entwickelten Gitterträger erkennen, und auf Abb. 27 ist die Höheneinstellbarkeit der Blechschalung ersichtlich.

Eingehende Versuche und Berechnungen haben die Kaiser-Massivdecke ohne Gehbelag und mit einem 1,5 cm dicken Kalkmörtelputz auf 1 cm dickem Rohrgewebe als befriedigend gegen Luftschall, mit 2 Lagen 500er Wollfilzpappe und 2,5 mm Linoleum und der gleichen Putzdecke als die Bedingungen der DIN 52 210 gegen Trittschall erfüllend erwiesen. Auch die Kaiser-Katzenberger Decke erfüllt diese DIN-Bedingungen mit 6 verschiedenen Fußboden-Ausführungen gegen Trittschall.

Die „Omnia“ Stahlleichtträgerdecke verwendet einen aufgereckten Stahlgitterträger in der Stahlqualität



Abb. 21. SK-Filigran-Rundstahlträger.

St. 37.12, der durch Kaltverformung eine wesentliche Vergrütung erhält, so daß mit einer Stahlspannung von 2000 kg/qcm gerechnet werden kann. Nach Einlegen des statisch erforderlichen Zulageeisens wird der Betonfuß angetrüttelt, er erhält aus dem gleichen Material, aus dem die Füllkörper bestehen, einen Vorsatz, so daß eine homogene Untersicht der Decke gewährleistet ist. Als besonderer Vorteil des Stahlleichtträgers wird seitens der Hersteller herausgestellt, daß er keine weiteren Arbeitsrichtungen erfordert und daß insbesondere das Schweißen in Fortfall kommt. Durch das Aufrecken der ebenen Bänder in eine Form des Trägers und Anbringung von Haltespannen am Untergurt wird eine gute Raumsteifigkeit des Trägers erreicht.

Die Omnia-Decke wird als zweischalige Decke mit statisch unwirksamen Füllkörpern mit drei Kammern gebaut, nach deren Einlegen der Vergußbeton über der Leichtträgern eingebracht wird. Die Anordnung von Querrippen ist an jeder beliebigen Stelle möglich (Abb. 28 a, b). Die Putzdecke wird an Leisten angebracht, die an dem Betonfuß der Träger, isoliert durch einen Bitumenpappstreifen, befestigt sind. Ebenso wie bei anderen ähnlichen

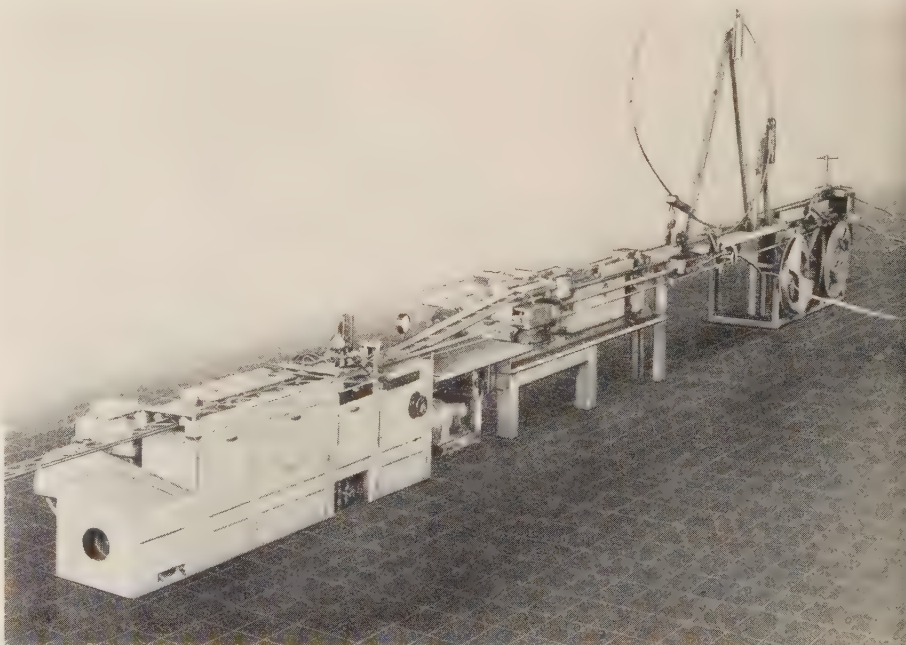


Abb. 22. Automat zur Herstellung des SK-Rundstahl-Gitterträgers.

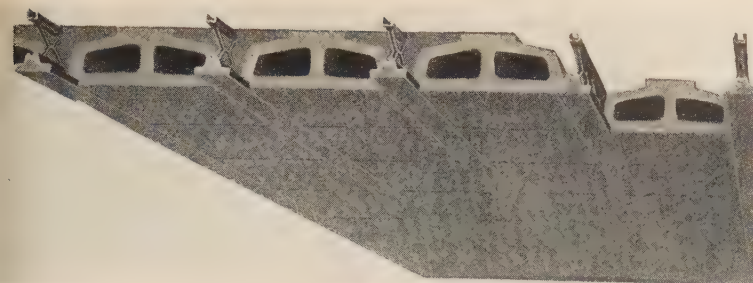


Abb. 23 a. Kaiser-Decke.

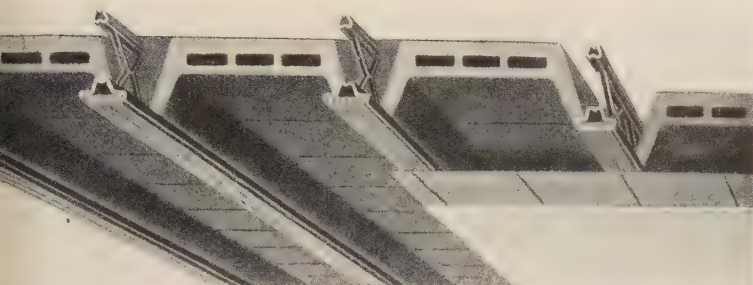


Abb. 23 b. Kaiser-Decke.

Bauarten mit Gitterträgern ist auch bei der Omnia-Decke jede Korrosionsgefahr für das Eisen ausgeschlossen.

Durch die Verwendung von Leichtbeton-Füllkörpern und den Hohlräumen in der Decke ist eine gute Wärme-

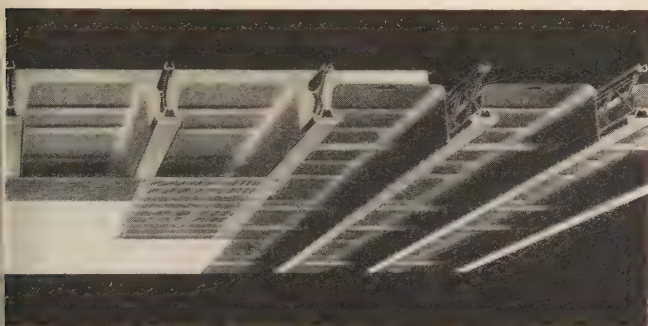


Abb. 24. Kaiser-Massiv-Decke.

ämmung gesichert, aber auch eine ausreichende Dämmung gegen Luft- und Trittschall wird mit ihr erzielt, da ausdrücklich darauf hingewiesen wird, daß die sonst gegen Trittschall meist erforderliche Anordnung eines „schwim-

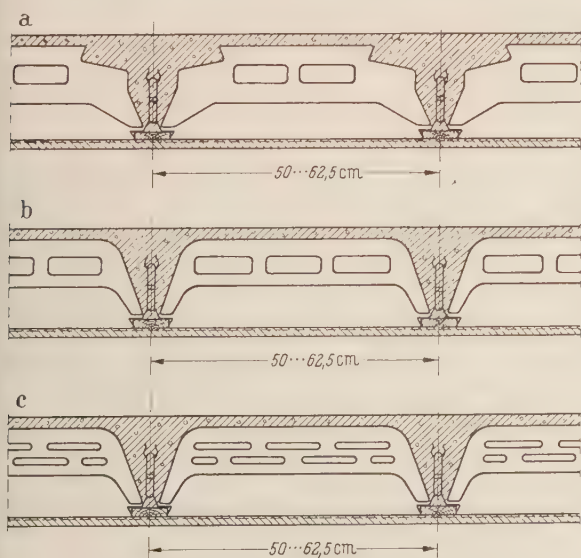


Abb. 25. Kaiser-Katzenberger-Decke. — a) Bimsbetonausführung; b) Ziegelsplittausführung; c) Schwerbetonausführung.

menden Estriches“ entbehrlich ist. Der Gehbelag kann auf einer dünnen Ausgleichsschicht unmittelbar auf die Decke aufgebracht werden. Durch die sehr zweckmäßige Form der Steine an ihrem oberen Teil und dadurch mögliche breite Ausdehnung des Vergußbetons wird eine gute Quersteifigkeit der Decke erreicht.

Mit dem Wiederaufleben der Bautätigkeit hat sich, leider etwas verspätet, beim Deckenbau auch der Hohlziegel wieder eingeschaltet, der in früheren Jahren, vor dem Aufkommen des Betondeckenbaues, schöne Erfolge aufzuweisen hatte (Sperrle-Decke u. a.). Die Vogter Ziegelfertigdecke mit 6 und 9 Kammersteinen für Deckenhöhen von 16 bis 25 cm mit und ohne 5 cm Aufbeton paßt sich gut dem Filigran-Rundstahlträger an, wie Abb. 29 und 29a vor Augen führen. Die Mittenentfernung der Träger beträgt bei dieser Decke mit Rücksicht auf die Steingröße nur 42 cm, der Betonfuß des Trägers ist von einer Ziegelleiste eingehüllt, auf die sich die Steine abstützen. Die Decke ist im Bundesgebiet als Rippendecke zugelassen und hauptsächlich für Stallbauten herausgebracht; sie hat sich als warm und trocken, schwitzwasserfrei und feuersicher erwiesen. Um

für Wohnzwecke den Anforderungen in bezug auf Luft- und Trittschalldämmung zu genügen, bedarf sie der bekannten Isolationsmaßnahmen durch Aufbringen eines schwimmenden Estrichs.

Daß es den Stahlbaukonstrukteuren sympathischer ist, einen Stahlskelettbau mit einer Stahldecke auszurüsten,



Abb. 26 a. Kaiser-Gitter-Träger.

wie es in den USA gebräuchlich ist, kommt in der Beschreibung einer neuen Stahlblechdecke der MAN [Herke: Bauingenieur (1955) S. 299] zum Ausdruck. Dieser Standpunkt ist durchaus verständlich, er ist auch in wirtschaftlicher Hinsicht gerechtfertigt, weil sich bei großen Spannweiten und hohen Nutzlasten häufig geringere Ab-

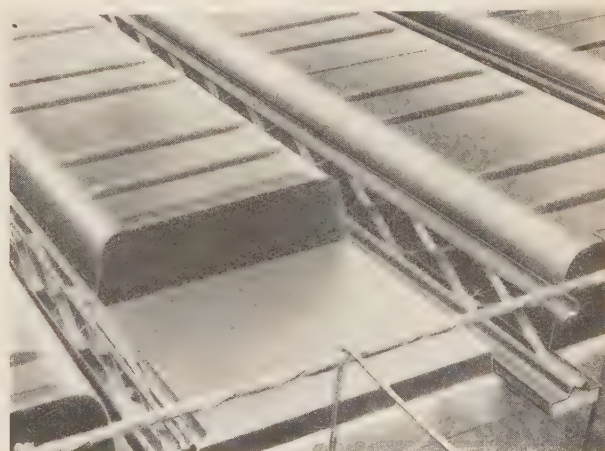


Abb. 26 b. Kaiser-Gitterträger mit Blechschalung.

messungen und Kosteneinsparungen ergeben. Bei hohen Gebäuden spielt auch die Gewichtsverminderung durch Stahldeckung bei der Ermittlung des Gesamtgewichtes der Stahlkonstruktion und den Abmessungen der Fundamente in den Kosten eine nicht unerhebliche Rolle.



Abb. 27. Kaiser-Massiv-Decke, Höheneinstellung der Blechschalung.

Schon eine frühere, ebenfalls Stahlblechdurchführung der MAN-Decke mit Blechträgern, einer 3 cm dicken Korkplatte auf Pappe und 2,5 cm Parkett in 1 cm Asphalt im Obergurt und einer 3 cm dicken Bimsbetonplatte mit 1,5 cm Zementputz im Untergurt hatte als zweischalige Decke mit einem 22 cm dicken Luftraum zwischen den beiden Schalen eine Dämmung von 53 db, obwohl man bei ihrem geringen Gewicht von 185 kg/m^2 nur eine Dämmung

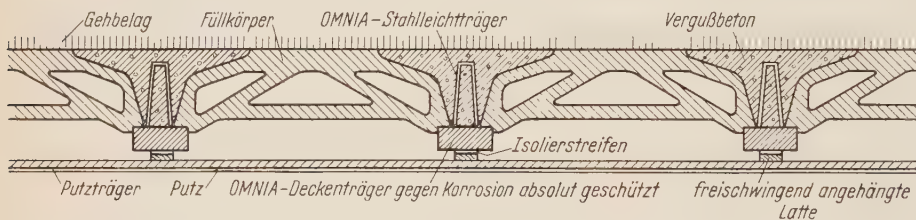


Abb. 28 a. Omnia-Decke.

von 44 db erwarten konnte. Sie war damit zu den schalltechnisch hochwertigen Decken zu rechnen. Die neuere Ausführung dieser Decke nach Abb. 30 a, b, c weist einen noch erhöhten Luftraum von 32,8 cm auf, womit sich auch



Abb. 28 b. Omnia-Decke mit Querrippe.

die Schalldämmung gegen Luftschall noch weiter über 53 db erhöht. Auch die Trittschalldämmung hat mit der Aufbringung eines schwimmenden Estriches noch eine Steigerung gegenüber der früheren Ausführung erfahren,

so daß diese Stahldecke allen Anforderungen, auch denen in bezug auf Korrosionsverhinderung, voll entspricht.

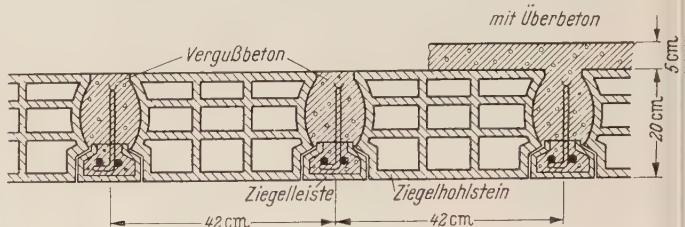


Abb. 29 a. Vogter-Ziegelfertigdecke.



Abb. 29 b. Vogter Ziegelfertigdecke.

Der Bau der neuen MAN-Decke ist ein gutes Beispiel für die Zweckmäßigkeit einer Stahldecke in einem Stahlskelettbau. Sie erfüllt alle Bedingungen, die an eine Decke in einem modernen Geschäftshaus gestellt werden können, sie hat bei einer Deckenstützweite von 7,5 m und einer Nutzlast von 500 kg/m^2 nur ein Eigengewicht von 250 kg/m^2 , ist feuersicher und schalldämmend ausgebildet, sie ist rasch verlegbar und bietet für die Unterbringung von Leitungen in den Blechträgern reichlich Spielraum.

Eine Sonderstellung im neuzeitlichen Deckenbau in Deutschland nimmt die Lenz-Seibert-Hohlbalkendecke ein (Abb. 31 a, b). Sie wird in zwei Bauarten ausgeführt wie die Abbildungen zeigen. Diese Deckenausführung nimmt für sich in Anspruch, daß sie nach dem Aneinanderlegen der Hohlbalken ohne Unterstützung und vor dem Einbringen des Ortbetons sofort eine begehbare und belastbare Arbeitsbühne bildet. Das Gewicht der Balken ist so bemessen, daß diese auch von Hand verlegt werden können. Die Bewehrung liegt im Balken, bei größeren Spannweiten und Nutzlasten werden auch die Ortbetonrippen bewehrt und mit Querrippen können Spannweiten bis zu 14 m überbrückt werden. Auswehlungen für Kamine, Rohrleitungen usw., sind bei dieser Decke leicht ausführbar und die glatten Hohlräume der Balken bieten für die Unterbringung von Installationsleitungen, Anordnung von Lüftungskanälen, Luftheizungen usw. die besten Unterbringungsmöglichkeiten. In bezug auf Wärme- und Schalldämmung entspricht sie voll den DIN Bestimmungen 410 und 4110. Die Lenz-Seibert-Decke ist eine einschalige Decke, sie hat eine aus einem einheitlichen Material bestehende Untersicht und bedarf keines Putzträgers.

Die Hohlbalken des Typ 16 (Abb. 31 a) sind 24 cm breit und 16 cm hoch, die Decke hat damit eine sehr geringe Konstruktionshöhe und ist deshalb besonders für den Wohnungsbau geeignet mit Lichtweiten bis 5 m und Verkehrslasten von $150\text{--}500 \text{ kg/m}^2$. Durch die Verdübelung

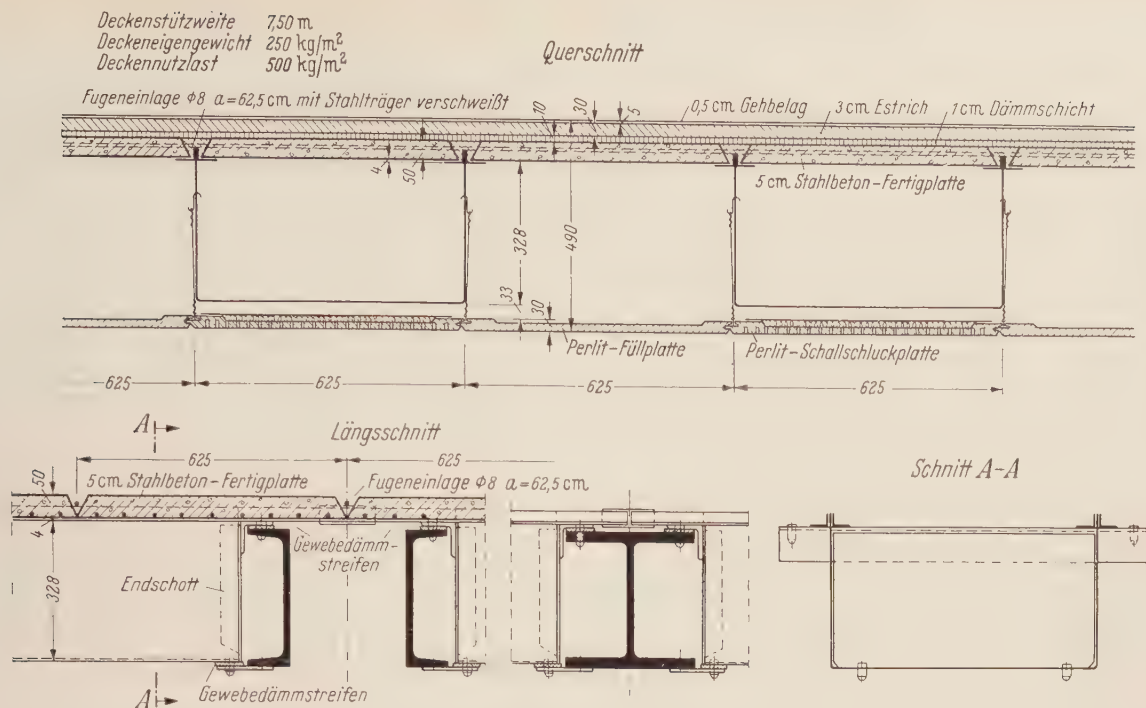


Abb. 30 a. MAN-Decke.

lung der Balken miteinander ist ein Loslösen einzelner aus dem Decken-Verband unmöglich. Die Baulängen betragen bis zu 6,25 m.

Die Hohlblechen der Typen 20, 22, 30 und 35 (Abb. 31 b) sind 20, 22, 30 und 35 cm hoch und haben Breiten von 24 bzw. 26,5 cm. Die Spannweiten erstrecken sich beim Typ 20 mit 3 cm Aufbeton bis auf 7,3 m, beim

Typ 22 mit 3—5 cm Aufbeton bis auf 8,6 m, bei den Typen 30 und 35 bis auf 14 m. Abb. 32 a, b zeigen das Verlegen der Decke.

Es verdient noch vermerkt zu werden, daß die Balken aus dampfgehärtetem Vibrationsbeton B 225 bzw. B 300 hergestellt werden.

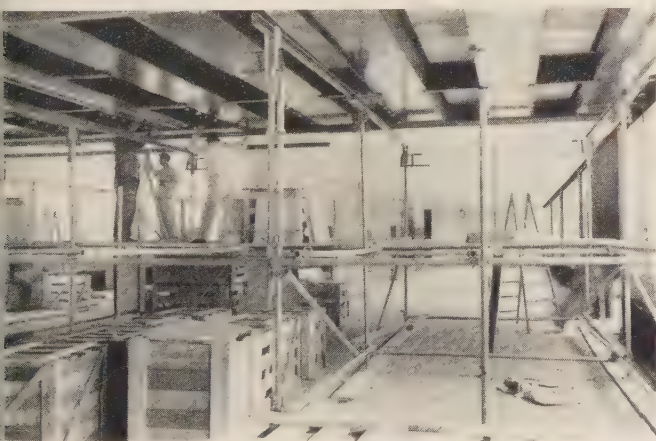


Abb. 30 b. MAN-Decke.

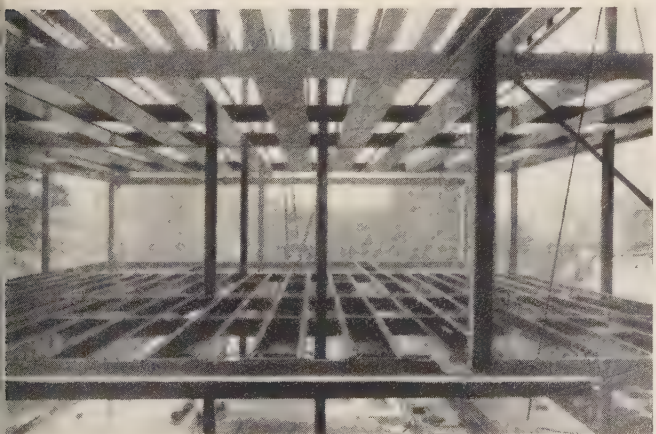


Abb. 30 c. MAN-Decke.

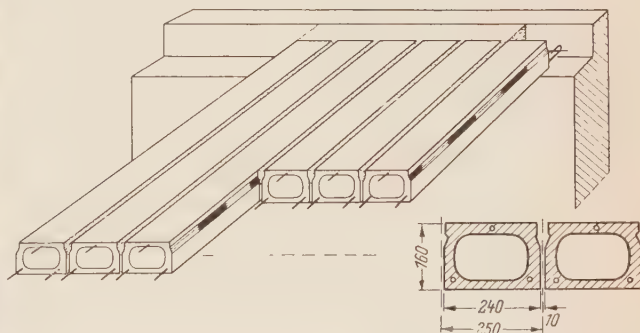


Abb. 31 a. Lenz-Seibert-Decke.

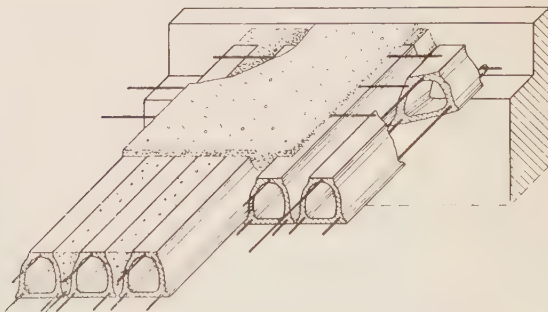


Abb. 31 b. Lenz-Seibert-Decke. Isometrische Darstellung der Decke.

Ausblick bezüglich der weiteren Entwicklung

Sowohl für USA wie auch für Deutschland scheint keine Veranlassung vorhanden, bei Eigenheimbauten von dem bisher eingeschlagenen Weg abzuweichen. Die USA sind bekanntlich nicht nur ein stahlreiches sondern

auch ein holzreiches Land und eine Forstwirtschaft in unserem Sinne hat sich dort noch nicht entwickelt. Es werden also, da der Ziegelstein mangels ausreichenden Vorkommens des Rohmaterials zu teuer zu stehen kommt, auch weiterhin ganze Städte in Holzbauweise mit Holz-Decken entstehen, die allerdings einen ansprechenden Eindruck machen. Bei den mehrgeschossigen Wohnbauten wird es voraussichtlich bei den Open Web Steel Joists Decken bleiben, da sie ihre hohe Wirtschaftlichkeit und rasche Herstellung längst erwiesen haben. Daneben werden auch die anderen aufgezeigten Deckenbauarten ihren Platz behaupten können. Es erscheint aber keineswegs ausgeschlossen, daß man bei den mehrgeschossigen Apartment-Wohnbauten zu reinen Betonplatten-Decken oder anderen Deckenbauten übergeht, die eine Schalplattform benötigen. Die Einführung und lizenzierte Herstellung deutscher Schalungsträger für Decken läßt darauf schließen. Bei den Hochhausbauten, die in gleicher Höhe wie in Stahl nun in



Abb. 32 a. Lenz-Seibert-Decke Typ 16.

Stahlbeton geplant sind, könnte es allerdings zu einer Abkehr von den bisher gebräuchlichen Deckenbauarten kommen, die praktische Verwirklichung der weitreichenden Pläne hat zwar noch nicht eingesetzt, ist aber bei dem fortschrittlichen Sinn der Amerikaner, besonders im Bauwesen, zu erhoffen.

Wie in USA ist auch in Deutschland mit den steigenden Grundstückspreisen der allmähliche Übergang zu Wohnungshochhausbauten nicht zu vermeiden. Man kann in dieser Hinsicht auch durchaus von keiner ungünstigen Ent-



Abb. 32 b. Lenz-Seibert-Decke Typ 20, gleiche Form, nur höher gestreckt für Typen 20, 30, 35.

wicklung sprechen, nachdem sich immer mehr herausgestellt hat, daß das Wohnen in solchen Hochhäusern offenbar zu den Annehmlichkeiten des Lebens zählt, wenn die Hellhörigkeit von Wänden und Decken durch geeignete Schutzmaßnahmen vermieden wird. Es ist nur zu wünschen, daß in dieser Hinsicht nicht weiter so viel gesündigt wird, wie es bisher geschehen ist, sondern daß rechtzeitig auch die Erkenntnisse der Schallschutztechnik voll ausgenutzt werden.

Es war ursprünglich beabsichtigt, lediglich die Übersetzung eines Artikels aus dem „Steel Construction Digest“, die vierteljährlich von dem „American Institute of Steel Construction“ herausgegeben werden, zu veröffentlichen. Dieser Artikel gab eine instruktive Darstellung und Übersicht über die US-Deckenbausysteme und schien mir interessant und anregend für die deutschen Fachingenieure. Auch der Schriftleiter des „Bauingenieur“, der leider allzufrüh verstorbene Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Ferd. Schleicher, schloß sich dieser Ansicht an und hielt es für zweckmäßig, in einem besonderen Aufsatz den US-Konstruktionen die neueren deutschen gegenüberzustellen. So entstand schließlich die vorliegende Abhandlung, die keineswegs beansprucht, bei der Vielzahl der auf dem Bauplatz befindlichen Bauarten in beiden Ländern eine erschöpfende Darstellung zu geben. Der Hauptzweck sollte sein, die Entwicklungsrichtung in beiden Ländern aufzuzeigen und insbesondere hervorgetretenen Bauarten zu veranschaulichen. Die Abbildungen und Angaben in dem US-Aufsatz von Mr. Eberle, District Engineer des „American Institute of Steel Construction“ in New York, wurden mit Unterstützung des Institutes weitgehend verwendet.

Über das Verhalten dünner Platten in den Eckpunkten*

Von G. Rumpel, Technische Universität Berlin

DK 624.073 : 624.075.4

Die Theorie der dünnen Platte gestattet nicht, alle Randbedingungen exakt zu befriedigen. Man geht deshalb bekanntlich so vor, daß man die Torsionsmomente längs der Ränder durch statisch äquivalente Kräftepaare ersetzt [1], was bei Rechteckplatten in gewissen Fällen zu Einzelkräften in den Eckpunkten führt. Da man für dünne Platten oft keine strengen Lösungen oder nur solche in entwickelter Form angeben kann, erscheint es wichtig, von vornherein Aussagen über die genaue Größe der Biegun- und Drillungsmomente in den Eckpunkten machen zu können. Dies gilt besonders für nicht rechtwinklige Platten, da dort die Konvergenz der Lösungen in den Ecken meist sehr schlecht ist. Es wird gezeigt, daß in den nicht rechtwinkligen Plattenecken und für gewisse Fälle auch in den Ecken rechtwinkliger Platten aus Gleichgewichts- und Deformationsgründen nicht nur die Torsionsmomente und damit die Einzelkräfte, sondern auch die Biegemomente

verschwinden müssen. D. h. Momenten- und Krümmungstensor werden in solchen Eckpunkten zu Null. Vorausgesetzt sei dabei, daß in den Eckpunkten keine eingepreßten Randmomente wirken.

In der folgenden Betrachtung werden entsprechende Ergebnisse zunächst aus den Gleichgewichtsbedingungen dann aus den Deformationsbedingungen hergeleitet. Der Grenzfall der stumpfen Ecke mit einem Winkel von 180° wird dabei zunächst ausgeklammert und abschließend einer kurzen Betrachtung unterzogen.

Die Ecke mit zwei gelenkig gelagerten Rändern oder einem freien und einem gelenkig gelagerten Rand

Man betrachtet ein dreieckförmiges Ekelement (Abb. 1) und schreibt für dieses die Gleichgewichtsbedingungen an

* Aus „Beitrag zum Problem der schiefwinkligen Platte“, Dissertation Juli 1957, Veröffentlichung demnächst.

Die Momente M_y und M_{x1} sind auf Grund der Randbedingungen Null. Aus $\sum M_x = 0$ folgt, wenn man die von den Querkraften herrührenden von höherer Ordnung kleinen Anteile vernachlässigt,

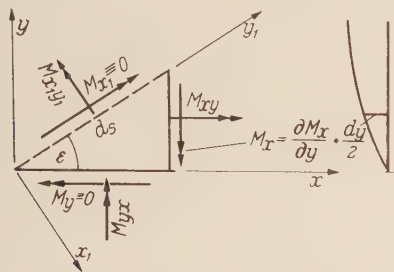


Abb. 1. Spitze Ecke einer Platte mit einem freien und einem gelenkig gelagerten Rand.

$$M_{xy} ds \sin \varepsilon - M_{x1 y1} ds \sin \varepsilon = 0$$

und hieraus für $\varepsilon \neq 0$ bzw. π

$$M_{xy} = M_{x1 y1},$$

bzw. wegen $M_{xy} = M_{yx}$ (Satz von den zugeordneten Schubspannungen)

$$M_{yx} = M_{xy} = M_{x1 y1}. \quad (1)$$

$\sum M_y = 0$ ergibt

$$M_{x1 y1} ds \cos \varepsilon + M_{yx} ds \cdot \cos \varepsilon - M_x ds \sin \varepsilon = 0$$

und wenn man (1) berücksichtigt

$$2 M_{x1 y1} \cos \varepsilon - M_x \sin \varepsilon = 0. \quad (2)$$

Die Randbedingung für den gelenkig gelagerten Plattenrand ($y = 0$)

$$M_y = -N \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) = 0$$

wird erfüllt für $\partial^2 w / \partial y^2 = 0$, da wegen $w = 0$ längs dieses Randes $\partial^2 w / \partial x^2 = 0$ ist. Dementsprechend ist aber auch für $y = 0$

$$M_x = -N \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) = 0;$$

in der Entfernung $dy/2$ vom gelenkig gelagerten Rand wirkt dann das Moment (Abb. 1)

$$M_x \left(x, y = \frac{dy}{2} \right) = \frac{\partial M_x}{\partial y} \cdot \frac{dy}{2}.$$

Setzt man dieses in (2) ein, so folgt

$$2 M_{x1 y1} \cos \varepsilon - \frac{\partial M_x}{\partial y} \cdot \frac{dy}{2} \sin \varepsilon = 0$$

bzw., wenn man das letzte Glied als kleine Größe höherer Ordnung vernachlässigt,

$$M_{x1 y1} \cos \varepsilon = 0. \quad (3)$$

Diese Gleichung ist für $\varepsilon \neq \pi/2$ nur dann erfüllt, wenn $M_{x1 y1} = 0$ ist, woraus nach (1) das Verschwinden der Torsionsmomente folgt: In allen nicht rechtwinkligen Plattenecken obiger Lagerung kann aus Gleichgewichtsgründen kein Torsionsmoment und damit auch keine Einzelkraft auftreten. Da die Biegemomente M_x und M_y im Eckpunkt auf Grund der Randbedingungen Null sind, folgt, daß der Momententensor Null wird.

Für $\varepsilon = \pi/2$ dagegen ist Gleichung (3) auch dann erfüllt, wenn $M_{x1 y1} = M_{xy} = M_{yx} \neq 0$ ist, also bei der Rechteckplatte kann ein Torsionsmoment im Eckpunkt auftreten, ohne daß das Gleichgewicht gestört wird. Hier besteht nämlich die Möglichkeit, daß sich die Torsionsmomente gegenseitig das Gleichgewicht halten (Abb. 2).

Daß obiges Ergebnis auch für stumpfe Ecken gilt, erkennt man, wenn man eine solche Ecke gemäß Abb. 3a, b betrachtet.

In Abb. 3a sind zunächst nur die Biegemomente eingezeichnet. Längs der Ränder sind sie auf Grund der Randbedingungen Null. Längs der beiden Schnittflächen des Elementes sind sie wiederum gegenüber den in Abb. 3b eingezeichneten endlichen Torsionsmomenten vernachlässigbar klein. Damit führen die Gleichgewichtsbedingungen aber wieder auf die Gleichungen (1) und (3), womit der Beweis auch für stumpfe Ecken erbracht ist.

Weiterhin werden die Betrachtungen nur für die spitzen Ecken durchgeführt; sie lassen sich stets, wie eben gezeigt, für stumpfe Ecken verallgemeinern.

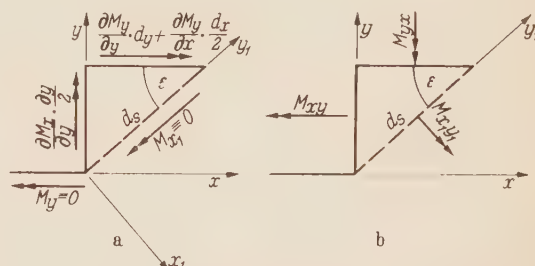


Abb. 3a, b. Stumpfe Ecke einer Platte mit einem freien und einem gelenkig gelagerten Rand.

Als Bestätigung für obiges Ergebnis sei die gleichseitige Dreieckplatte unter gleichmäßiger Last angeführt, für die eine strenge Lösung in geschlossener Form vorliegt [2]. In den Eckpunkten verschwinden sowohl die Biegungs- als auch die Torsionsmomente. Das Abheben der Ecken wird nicht durch eine Einzellast, sondern durch stetig verteilte negative Auflagerkräfte verhindert (Abb. 4a). Diese werden sich bei 90° näherndem Winkel immer mehr der Einzellast angleichen (Abb. 4b), um für $\varepsilon = 90^\circ$ selbst in diese überzugehen (Abb. 4c).

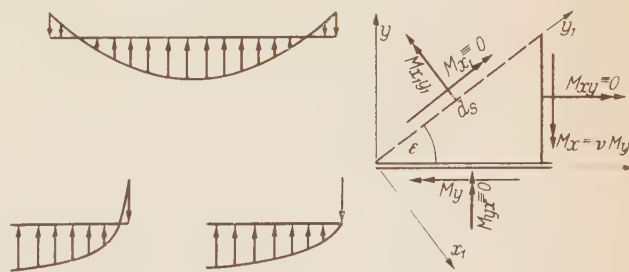


Abb. 4a—c. Auflagerkräfte für Eckwinkel.
 $\varepsilon = 60^\circ, \varepsilon \approx 90^\circ, \varepsilon = 90^\circ.$

Abb. 5. Spitze Ecke mit einem freien und einem eingespannten Rand.

Ein eingespannter und ein gelenkig gelagerter bzw. ein eingespannter und ein freier Rand (Abb. 5)

Auf Grund der Randbedingungen sind M_{x1} und $M_{yx} = M_{xy}$ gleich Null, während für M_x längs des Randes $y = 0$

$$M_x = -N \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) = -N \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = \nu M_y$$

folgt (Abb. 5). Aus $\sum M_x = 0$ ergibt sich

$$M_y ds \cos \varepsilon + M_{x1 y1} ds \sin \varepsilon = 0$$

bzw.

$$M_{x1 y1} = -M_y \operatorname{ctg} \varepsilon. \quad (4)$$

Aus $M_y = 0$ folgt

$$M_{x_1 y_1} ds \cos \varepsilon - \nu M_y ds \sin \varepsilon = 0,$$

bzw. wenn man (4) berücksichtigt

$$M_y \left(\frac{\cos^2 \varepsilon}{\sin \varepsilon} + \nu \sin \varepsilon \right) = 0, \quad (5)$$

eine Gleichung, die für $\varepsilon = \pi/2$ nur befriedigt wird, wenn $M_y = 0$ und damit nach (4) auch $M_{x_1 y_1} = 0$ ist, d. h. auch in diesem Fall gibt es keine Torsionsmomente (Einzelkraft) und keine Biegemomente im Eckpunkt. Der Momententensor wird Null.

Für $\varepsilon = \pi/2$ nimmt die Gleichung (5) die Form an

$$\nu \cdot M_y = 0.$$

Sie wird für $\nu \neq 0$ ebenfalls nur erfüllt, wenn $M_y = 0$ wird. Für $\nu = 0$ dagegen ist das Auftreten eines Momentes M_y im Eckpunkt möglich. Diese Ergebnisse werden bestätigt durch die Ausführungen von Woinowsky-Krieger [3] und Koiter [4], die eine unendlich erstreckte keilförmige Platte mit einem eingespannten und einem freien Rand unter verschiedenen Belastungen berechnet haben (Abb. 6). Dabei ergab sich das Eckmoment M_y für $\varepsilon = 45^\circ$ und $\nu = 0$ und für $\varepsilon = 90^\circ$ und $\nu \neq 0$ zu Null, während es für $\varepsilon = 90^\circ$ und $\nu = 0$ einen endlichen bestimmten Wert annahm!

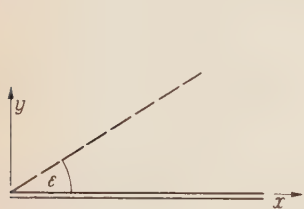


Abb. 6. Keilförmige Platte mit einem eingespannten und einem freien Rand.

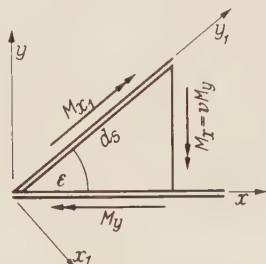


Abb. 7. Spitzecke mit zwei eingespannten Rändern.

Zwei eingespannte Ränder (Abb. 7)

Wegen $\partial w / \partial n = 0$ längs der Ränder sind auch die Torsionsmomente entsprechend $\partial^2 w / \partial n \partial s = 0$ identisch Null. $\Sigma M_x = 0$ liefert

$$M_{x_1} ds \cos \varepsilon - M_y ds \cos \varepsilon = 0$$

bzw. für $\varepsilon = \pi/2$

$$M_{x_1} - M_y \quad (6)$$

und aus $\Sigma M_y = 0$ folgt

$$M_{x_1} ds \sin \varepsilon - \nu M_y ds \sin \varepsilon = 0$$

bzw. für $\varepsilon = 0$

$$M_{x_1} = \nu M_y. \quad (7)$$

Setzt man (6) in (7) ein, so erhält man

$$M_{x_1} (1 - \nu) = 0$$

und damit $M_{x_1} = M_y = 0$, d. h. auch hier verschwindet der Momententensor im Eckpunkt. Das gilt wegen

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0 \text{ auch für } \varepsilon = \frac{\pi}{2}.$$

Damit ist gezeigt, daß lediglich in einer Plattenecke mit $\varepsilon = 90^\circ$ und zwei gelenkig gelagerten bzw. einem gelenkig gelagerten und einem freien Rand Torsionsmomente (die einer Einzelkraft im Eckpunkt äquivalent sind) auftreten können. Für alle anderen rechtwinkligen — abgesehen von der weiter oben angeführten Ausnahme $\nu = 0$ bei einem eingespannten und einem freien Rand — und grundsätzlich für alle nicht rechtwinkligen Ecken verschwindet der Momententensor im Eckpunkt. Das bedeutet aber, daß dann auch die Krümmungen und Verwindungen (Krüm-

mungstensor) in einem solchen Eckpunkt zu Null werden müssen. Daß dieses der Fall ist, wird im folgenden ohne Benutzung der Gleichgewichtsbedingungen nur aus den Ableitungen der Biegefläche und den Randbedingungen bewiesen. In Abb. 8 seien x, y und x_1, y_1 wieder Koordinatensysteme, deren Achsen senkrecht und parallel zu den Rändern verlaufen. ξ, η sei ein um den beliebigen Winkel φ gedrehtes Koordinatensystem.

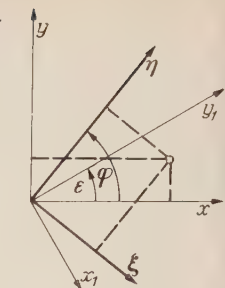


Abb. 8. Einführung eines beliebig gedrehten Koordinatensystems

Aus Abb. 8 liest man ab:

$$x = \xi \sin \varphi + \eta \cos \varphi,$$

$$y = \eta \sin \varphi - \xi \cos \varphi.$$

Damit ergeben sich die Krümmungen und Verwindungen im ξ, η -System, ausgedrückt durch jene im x, y -System, über

$$\frac{\partial w}{\partial \xi} = \frac{\partial w}{\partial x} \cdot \frac{\partial x}{\partial \xi} + \frac{\partial w}{\partial y} \cdot \frac{\partial y}{\partial \xi} = \frac{\partial w}{\partial x} \sin \varphi - \frac{\partial w}{\partial y} \cos \varphi$$

usw., zu

$$\frac{\partial^2 w}{\partial \xi^2} = \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \sin^2 \varphi - 2 \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \sin \varphi \cos \varphi + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \cos^2 \varphi, \quad (8)$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial \eta^2} = \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \cos^2 \varphi + 2 \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \sin \varphi \cos \varphi + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \sin^2 \varphi, \quad (9)$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial \xi \partial \eta} = \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \sin \varphi \cos \varphi - \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} (\cos^2 \varphi - \sin^2 \varphi). \quad (10)$$

Wir untersuchen wieder die verschiedenen Fälle, zunächst die in Abb. 1 dargestellte Plattenecke, bei der der freie Rand auch ein gelenkig gelagerter sein kann. Wegen der gelenkigen Lagerung des Randes $y = 0$ ist $\partial^2 w / \partial x^2 = 0$ und wegen $M_y = 0$ auch $\partial^2 w / \partial y^2 = 0$, womit (8) u. (10) übergehen in

$$\frac{\partial^2 w}{\partial \xi^2} = -2 \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \sin \varphi \cos \varphi, \quad (11)$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial \eta^2} = 2 \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \sin \varphi \cos \varphi, \quad (12)$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial \xi \partial \eta} = - \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} (\cos^2 \varphi - \sin^2 \varphi). \quad (13)$$

Für den anderen Plattenrand ($\varphi = \varepsilon, x_1 = \xi = 0, y_1 = \eta$) folgt aus der Randbedingung

$$M_{x_1} = -N \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x_1^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y_1^2} \right) = 0$$

mit (11) und (12)

$$M_{x_1} = 2(1 - \nu) N \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \sin \varepsilon \cos \varepsilon = 0. \quad (14)$$

Diese Bedingung ist für $\partial^2 w / \partial x \partial y \neq 0$ nur erfüllt für $\varphi = \pi/2$ (Rechteckplatte) oder für alle anderen Winkel, wenn

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = 0$$

ist. Hiermit folgt aus (11) u. (13)

$$\frac{\partial^2 w}{\partial \xi^2} - \frac{\partial^2 w}{\partial \eta^2} = \frac{\partial^2 w}{\partial \xi \partial \eta} = 0,$$

d. h. in einer nicht rechtwinkligen Ecke verschwindet der Krümmungstensor und dementsprechend, wegen

$$M_{\xi} = -N \left(\frac{\partial^2 w}{\partial \xi^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial \eta^2} \right) = 0$$

usw. auch der Momententensor.

Für den in Abb. 5 dargestellten zweiten Fall gilt auf Grund der Randbedingungen

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = 0, \quad \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0, \quad M_{x1} = -N \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x_1^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y_1^2} \right) = 0.$$

Aus der letzten Gleichung folgt

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x_1^2} = -\nu \frac{\partial^2 w}{\partial y_1^2}$$

und damit aus (8) und (9) für den Rand $x_1 = 0$, $\varphi = \varepsilon$:

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x_1^2} = \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \cos^2 \varepsilon, \\ -\nu \frac{\partial^2 w}{\partial y_1^2} = \frac{\partial^2 w}{\partial x_1^2} = -\nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \sin^2 \varepsilon.$$

Durch Subtraktion dieser Gleichungen voneinander erhält man

$$\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} (\cos^2 \varepsilon + \nu \sin^2 \varepsilon) = 0, \quad (15)$$

eine Gleichung, die für beliebige ε ($\varepsilon \neq \pi/2$) nur befriedigt wird für $\partial^2 w / \partial y^2 = 0$, während sie für $\varepsilon = \pi/2$ übergeht in

$$\nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0,$$

d. h. für $\nu \neq 0$ muß auch in diesem Fall $\partial^2 w / \partial y^2$ verschwinden, während für $\nu = 0$ $\partial^2 w / \partial y^2 \neq 0$ sein kann. Aus (10) folgt dann

$$\frac{\partial^2 w}{\partial \xi \partial \eta} = 0$$

für alle Winkel ε einschließlich $\pi/2$ und aus (8) und (9)

$$\frac{\partial^2 w}{\partial \xi^2} = \frac{\partial^2 w}{\partial \eta^2} = 0$$

mit Ausnahme für $\varepsilon = \pi/2$, $\nu = 0$. Abgesehen von dieser Ausnahme wird also der Krümmungstensor zu Null und dementsprechend auch der Momententensor, was wieder mit den aus den Gleichgewichtsbedingungen hergeleiteten Aussagen übereinstimmt.

Für den in Abb. 7 dargestellten dritten Fall gilt wegen der Einspannung der Ränder

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 w}{\partial y_1^2} = \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = \frac{\partial^2 w}{\partial x_1 \partial y_1} = 0.$$

Hiermit ergibt sich aus den Gleichungen (8) ./ (10) für $\varphi = \varepsilon$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x_1^2} = \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \cos^2 \varepsilon,$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial y_1^2} = 0 = \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \sin^2 \varepsilon,$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x_1 \partial y_1} = 0 = -\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \sin \varepsilon \cos \varepsilon.$$

Diese Gleichungen sind für beliebige Winkel ε (einschließlich $\pi/2$) nur dann erfüllt, wenn $\partial^2 w / \partial y^2 = 0$ ist, womit aus (8) ./ (10)

$$\frac{\partial^2 w}{\partial \xi^2} = \frac{\partial^2 w}{\partial \eta^2} = \frac{\partial^2 w}{\partial \xi \partial \eta} = 0$$

folgt. In diesem Falle verschwindet also der Krümmungstensor und dementsprechend auch der Momententensor ohne Ausnahme.

Damit ist gezeigt, daß Gleichgewichtsbedingungen und Verformungsbedingungen auf dieselben Ergebnisse führen. Die ECKELEMENTE NICHT RECHTWINKLIGER PLATTEN (UND IN GEWISSEN OBEN AUFGEFÜHRTEN FÄLLEN AUCH DIE DER RECHTWINKLIGEN PLATTEN) ERFAHREN ALSO KEINE VERBIEGUNGEN UND VERDRILLUNGEN, SONDERN SIND EBEN UND SPANNUNGSFREI.

Es sei nun noch der Grenzfall der stumpfen Ecke mit $\varepsilon = 180^\circ$ einer kurzen Betrachtung unterzogen. Stoßen ge-

maß Abb. 9 ein freier und ein gelenkig gelagerter Rand zusammen, so muß im Stoßpunkt auf Grund der Rand- und Lagerungsbedingungen für den rechten Rand

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0$$

und für den linken Rand

$$\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = -\nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$$

sein, d. h. die Krümmungen müssen verschwinden, eine Verdrillung und damit ein Torsionsmoment ist jedoch möglich; ein Ergebnis, welches auch aus (14) folgt, wenn man dort $\varepsilon = \pi$ setzt. Da die Torsionsmomente nach „actio“ = „reactio“ (Abb. 10) im Stoßpunkt stetig verlaufen müssen, erzeugen sie keine Einzelkraft.



Abb. 9. Gelenkig gelagerter und freier Rand, die unter einem Winkel $\varepsilon = 180^\circ$ zusammenstoßen.



Abb. 10.

Stoßen ein eingespannter und ein freier (Abb. 11a), bzw. ein eingespannter und ein gelenkig gelagerter Rand (Abb. 11 b) zusammen, so muß im Stoßpunkt infolge der Bedingungen für den rechten Rand

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0, \quad \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = 0$$

und der für den linken Rand

$$\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = -\nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}, \quad \text{also} \quad \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0$$

sein, woraus folgt, daß sowohl die Krümmungen als auch die Verdrillung verschwinden müssen. Krümmungs- und Momententensor sind also gemäß (8) ./ (10) Null, was auch aus (15) für $\varepsilon = \pi$ folgt.

Abschließend sei ergänzend darauf hingewiesen, wie man obige Ergebnisse mehr anschaulich auch aus dem Verlauf der Hauptmomenten- bzw. Hauptspannungstrajektorien in den Ecken folgern kann. Dazu sei beispielsweise eine Ecke mit zwei gelenkig gelagerten Rändern betrachtet (entsprechende Überlegungen lassen sich auch für die anderen Lagerungsfälle durchführen). Wegen des Verschwindens der Biegemomente und Normalspannungen senkrecht

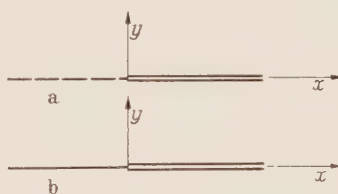


Abb. 11 a, b. Gelenkig gelagerter und eingespannter bzw. freier und eingespannter Rand, die unter einem Winkel $\varepsilon = 180^\circ$ zusammenstoßen.

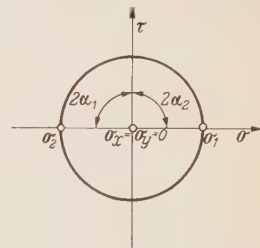


Abb. 12. Mohrscher Spannungskreis für $\sigma_x = \sigma_y = 0$.

zur und in Randrichtung hat der Mohrsche Spannungskreis für die Randpunkte die in Abb. 12 dargestellte Lage. Die Hauptnormalspannungsrichtungen bilden also mit den Rändern Winkel

$$\alpha_1 = \alpha_2 = 45^\circ.$$

Im Eckpunkt selbst stoßen dementsprechend vier Trajektorien zusammen (singulärer Punkt) (Abb. 13). Da es aber für jeden Punkt eindeutig nur zwei zueinander senkrechte Hauptspannungen und zwei Hauptspannungsrichtungen gibt, ist dieser Zustand nur möglich, wenn entweder die beiden Trajektorienscharen zusammenfallen (für $\varepsilon = \pi/2$,

Rechteckplatte, bzw. $\varepsilon = \pi!$), oder wenn der Mohrsche Spannungskreis zu einem Punkt zusammenschrumpft (Abb. 14), d. h. die Spannungen in jeder Richtung die



Abb. 13. Im Eckpunkt stoßen vier Trajektorien zusammen (singulärer Punkt).

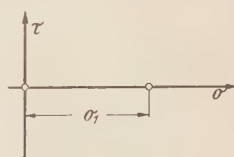


Abb. 14. Mohrscher Kreis für hydrostatischen Spannungszustand.

gleiche Größe $\sigma = \sigma_1$ (hydrostatischer Spannungszustand) haben, da dann wegen $\tau = 0$ jede Richtung eine Hauptrichtung sein kann. Für obige Plattenecke bedeutet letzteres aber, da in zwei bestimmten Richtungen, nämlich senkrecht

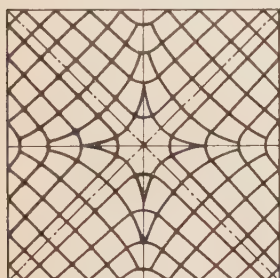


Abb. 15. Trajektorien der Hauptnormalspannungen einer quadratischen Platte unter gleichmäßiger Last.

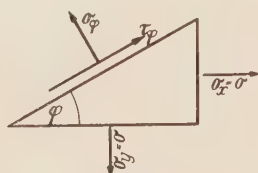


Abb. 16.

zu den Plattenrändern, die Spannungen verschwinden müssen, daß dann alle Spannungen σ und τ identisch Null sind, d. h. der Mohrsche Kreis liegt im Nullpunkt des Koordinatensystem σ, τ (Abb. 14). Die Richtigkeit dieser Betrachtungen über den Spannungszustand in einem singulären

Punkt wird u. a. durch die bekannte Lösung für eine allseitig gelenkig gelagerte quadratische Platte unter gleichmäßiger Last bestätigt, deren Trajektorien in Abb. 15 (nach Beyer [5]) dargestellt sind. Die Platte hat fünf singuläre Punkte, in denen sich mehr als zwei Trajektorien schneiden, nämlich je einen in der Mitte der Ränder und den Mittelpunkt. In den Randpunkten müssen gemäß obigen alle Spannungen verschwinden, was auch die Rechnung ergibt [2].

Für den Mittelpunkt entnimmt man der gleichen Quelle

$$M_x = M_y = M, M_{xy} = 0 \text{ bzw. } \sigma_x = \sigma_y = \sigma, \tau_{xy} = 0.$$

Hiermit folgt aus den Gleichgewichtsbedingungen für das in Abb. 16 dargestellte Element $\sigma_\varphi = \sigma$ und $\tau_\varphi = 0$, also tatsächlich ein hydrostatischer Spannungszustand.

Zusammenfassung

Es wurde gezeigt, daß Torsionsmomente und damit Einzelkräfte nur in rechtwinkligen Plattenecken mit zwei gelenkig gelagerten oder einem gelenkig gelagerten und einem freien Rand auftreten können. In allen nicht rechtwinkligen und allen anderen rechtwinkligen Ecken (mit Ausnahme des Falles $\varepsilon = 90^\circ, \nu = 0$ bei zusammenstoßendem freien und eingespanntem Rand) verschwinden im Eckpunkt Momenten- und Krümmungstensor, wenn keine eingepprägten Momente in diesen Punkte wirksam sind.

Literatur

1. I. Szabó: Höhere Technische Mechanik, Berlin/Göttingen Heidelberg: Springer, 1956.
2. K. Girkmann: Flächentragwerke, Wien: Springer, 1956.
3. S. Woinowsky-Krieger: Über die Anwendung der Mellin-Transformation zur Lösung einer Aufgabe der Plattenbiegung, Ing.-Arch. XX (1952), H. 6, S. 391.
4. W. T. Koiter: Einige ergänzende Bemerkungen zum Aufsatz des Herrn Woinowsky-Krieger, s.o. Ing.-Arch. XXI (1953), H. 5/6, S. 381.
5. K. Beyer: Die Statik im Stahlbetonbau, Berlin/Göttingen Heidelberg: Springer, 1948.

Beiträge zur Berechnung der Spannungsverteilung im Boden

Von Árpád Kézdi, Technische Universität Budapest

DK 624.131.5.001.2

Zur Bestimmung der zu erwartenden Setzungen benützt man die Spannungsverteilung im Boden, die im allgemeinen mit Hilfe der Elastizitätslehre bestimmt wird [1]. Wir wissen, daß die Formeln der Elastizitätslehre streng genommen nur gelten, wenn Spannungen und Deformationen verhältnismäßig sind; für die Berechnung der Bodenspannungen sind sie nur Näherungen. Entstehen aber in der ganzen gespannten Erdmasse Spannungen, die hinsichtlich des plastischen Grenzzustandes eine Sicherheit von $n = 3-4$ bedeuten, dann ist die lineare Annäherung des Deformationsgesetzes zulässig. Innerhalb dieser Grenzen muß man aber folgerichtig vorgehen und Theorien anwenden, die den Randbedingungen eines konkreten Falles Rechnung tragen. Leider, wenn auch nur einige der wirklichen Randbedingungen erfüllt werden, bekommen wir verwickelte und schwer zu behandelnde Formeln. Es ist aber so aus dem Standpunkte der Wissenschaft wie der Praxis unerläßlich, daß wir mit Hilfe der verwickelten Formeln die Wirkung gewisser Umstände auf die Spannungsverteilung untersuchen, ob die Vereinfachungen der Praxis nicht solche Fehler hervorrufen, die z. B. die Ergebnisse unserer Setzungsrechnungen wesentlich beeinflussen. Hat einmal eine solche Überprüfung stattgefunden, lassen sich Annäherungsverfahren entwickeln, die den Erfordernissen der Praxis gerecht werden.

Im folgenden möchte ich den Einfluß einiger Faktoren auf die Spannungsverteilung zeigen, die aus dem Ge-

sichtspunkte der Setzungsrechnungen von Interesse sind. Ich behandle die Wirkung der Gründungstiefe, des geschichteten Untergrundes und den Einfluß der Schubspannungen in der Gründungssohle.

1. Der Einfluß der Gründungstiefe

Die Spannungen im Boden lassen sich im Belastungsfall der Abb. 1 durch folgende Spannungsfunktion [2] bestimmen:

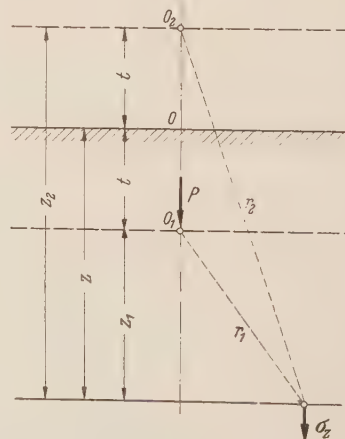


Abb. 1. Einzelkraft im Innern des Halbraumes.

$$\Phi = \frac{P}{2\pi} \left[\frac{1}{1-\mu} \frac{r_1-r_2}{4} + 2\mu r_2 - \frac{1}{1-\mu} \frac{t(z-t)}{2r_2} + (1-2\mu) \left(z - \frac{1}{1-\mu} t \right) \ln(r_2+z) \right] \quad (1)$$

Da der Fall der Einzellast eine Abstraktion darstellt und in der Praxis nicht vorkommt, werden die Spannungen in der Achse einer gleichmäßig belasteten, tiefgestellten Kreisscheibe (Abb. 2) durch die zweifache Integration der Elementarspannung

$$d\sigma_z = -\frac{1}{1-\mu} \frac{3dP}{4\pi} \left\{ \frac{1-2\mu}{6} z_1 \left(\frac{1}{r_1^3} - \frac{1}{r_2^3} \right) + \frac{z_1^3}{2r_1^5} + \left[\frac{3-4\mu}{2} z_2 - (1-2\mu)t \right] \frac{z_2^2}{r_2^5} - tz(z-t) \frac{3r^2-2z_2^2}{r_2^7} \right\} \quad (2)$$

erhalten:

$$\sigma_z = \int_{r=0}^{r_0} \int_{\varphi=0}^{2\pi} d\sigma_z. \quad (3)$$

Nach Integrieren und Verkürzung:

$$\sigma_z = -\frac{1}{1-\mu} \frac{3p}{2} \left\{ \frac{1-2\mu}{6} z_1 \left(\frac{1}{R_{02}} - \frac{1}{R_{01}} - \frac{1}{z_2} + \frac{1}{z_1} \right) + \frac{1}{6} - \frac{z_1^3}{6R_{01}^3} + \left[\frac{3-4\mu}{2} z_2 - t(1-2\mu) \right] \cdot \left(\frac{1}{3z_2} - \frac{z_2^2}{3R_{02}^3} \right) - tz(z-t) \left[\frac{z_2^2}{R_{02}^5} - \frac{1}{R_{02}^3} \right] \right\} \quad (4)$$

Greift die Belastung auf der Oberfläche des unendlichen Halbraumes an, ergeben sich folgende Vereinfachungen:

$$t=0, \quad z_1=z_2=z, \quad R_{01}=R_{02}=R_0, \quad \vartheta_2=\vartheta_1=\vartheta:$$

die Spannung σ_z ergibt sich also aus:

$$\sigma_z = -p \left(1 - \frac{z^3}{R_0^3} \right) = -p(1 - \cos^3 \vartheta), \quad (5)$$

im Einklang mit der bekannten Formel.

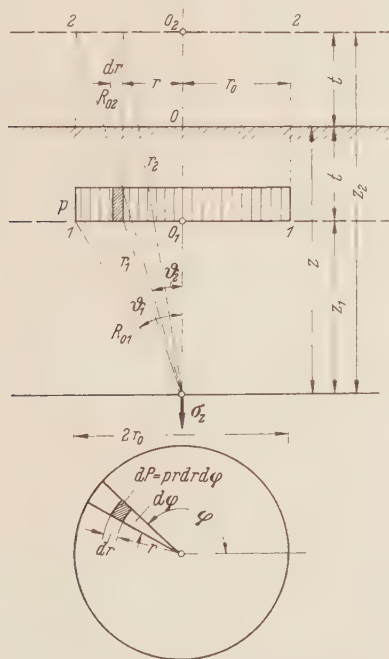


Abb. 2. Tiefgegründete, gleichmäßig belastete Kreisscheibe.

Zur Erleichterung der praktischen Anwendung der Formel (4) gibt Abb. 3 Einflußzahlen an. Die Poissonszahl wurde $\mu = 1/3$ gewählt; nach ausführlichen Berechnungen verursacht die Veränderung des Wertes zwischen

$1/3$ und $1/8$ eine maximale Abweichung von 8 0/0; so ist die Anwendung des Wertes $\mu = 1/3$ in der Mehrzahl der praktischen Fälle zulässig.

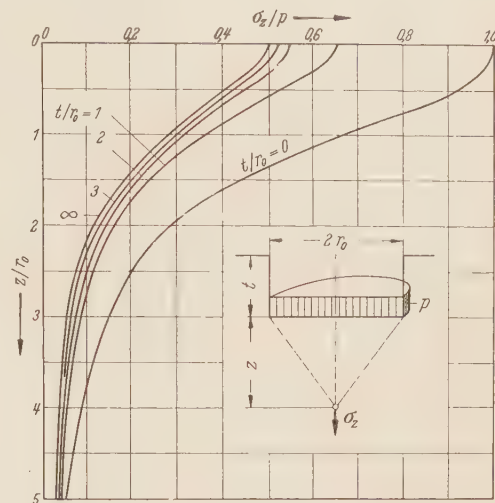


Abb. 3. Einflußzahlen der Bodenspannungen unter einer tiefgegründeten Kreisscheibe.

Abb. 4 veranschaulicht — im Rahmen eines Zahlenbeispiels — die Wirkung der Gründungstiefe auf die berechneten Setzungen. Bei der Berechnung wurde die Steifeiffer des Tones unveränderlich, von der Belastung unabhängig im Werte von $E = 100 \text{ kg/cm}^2$ angesetzt und nur die Zusammendrückung des Tones betrachtet.

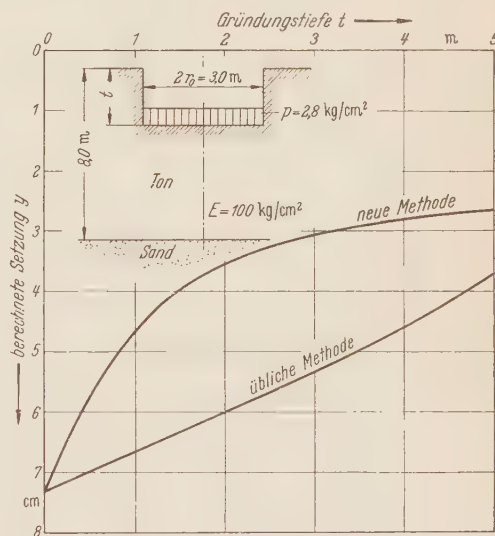


Abb. 4. Einfluß der Gründungstiefe auf die berechneten Setzungen.

Es ist zu erwähnen, daß die Formel (4) in der Erdmasse oberhalb der Gründungssohle Zugspannungen ergibt, der Boden aber Zugspannungen nur beschränkt aufnehmen kann. Man bedenke aber, daß diese σ_z -Spannung sich auf die Eigengewichtsspannungen superponiert; und solange σ_z den letzteren Wert nicht übertrifft, ist die Resultierende eine Druckspannung.

Die senkrechten Spannungen unter einem tiefgegründeten Streifenfundament bekommt man durch die Integration der Formeln für Linienlasten von Melan [3] bzw. Jelinek [4] (Abb. 5):

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \left[\frac{x}{2} \left(\arctg \frac{x}{z} - \arctg \frac{x}{z+2t} \right) - \frac{1-\mu}{4} \frac{z}{2} \ln \frac{x^2+z^2}{x^2+(z+2t)^2} - \frac{1+\mu}{2} \frac{t(z+t)(z+2t)^2}{x^2+(z+2t)^2} \right] \quad (6)$$

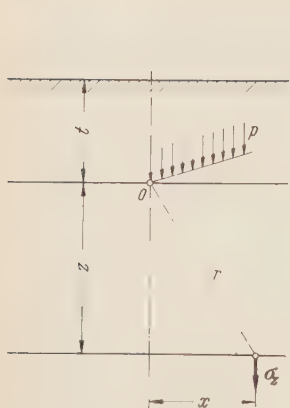


Abb. 5. Linienlast im Innern des Halbraumes.

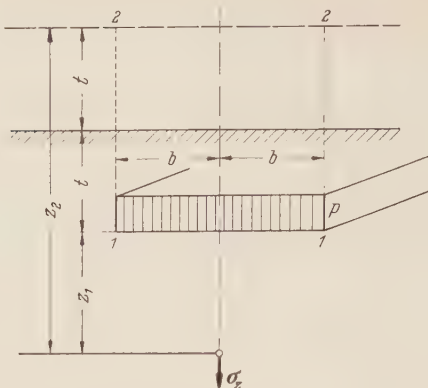


Abb. 6. Tiefgegründetes, gleichmäßig belastetes Streifenfundament.

Mit den Bezeichnungen der Abb. 6 ergibt sich die senkrechte Spannung:

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \left\{ \frac{b z_1}{z_1^2 + b^2} + \arctg \frac{b}{z_1} + \frac{b z_2}{z_2^2 + b^2} + \arctg \frac{b}{z_2} - \frac{1-\mu}{2} z_1 \left[\frac{b}{z_1^2 + b^2} - \frac{b}{z_2^2 + b^2} \right] + \frac{1+\mu}{2} \frac{z_1 t}{z_2} \frac{b}{(z_2^2 + b^2)} \right\} \quad (7)$$

Einflußzahlen zur praktischen Berechnung gibt Abb. 7. Die Wirkung der Gründungstiefe auf die Setzungen veranschaulicht Abb. 4. Durch eine tiefere Gründung kann man also die zu erwartenden Setzungen wesentlich herabmindern, ja sogar die Setzungsunterschiede zwischen verschiedentlich belasteten Gebäudeteilen können durch die geeignete Wahl der Gründungstiefen ausgeschaltet werden.

2. Geschichteter Baugrund

Es wird bei den Spannungsberechnungen im allgemeinen vorausgesetzt, daß der Halbraum homogen ist. Es kommt aber oft vor, daß eine Schicht in einer gewissen Tiefe unter der Gründungssohle ansteht — Fels, dichter Sand oder Kies —, die praktisch unzusammendrückbar und starr ist. Auf der Oberfläche dieser Schicht treten Schubspannungen auf, die das volle Spannungsbild beeinflussen. Für diesen Fall geben Marguerre und Passer [5] eine Lösung; ein praktisches Berechnungsverfahren schlug Jelínek [4] vor. Noch häufiger trifft man aber den Fall, daß die oberflächennahe Schicht verhältnismäßig fester ist und sich darunter weichere Schichten von größerer Mächtigkeit befinden. Diese Situation wird oft künstlich hergestellt, indem man unter dem Gründungskörper eine Pufferschicht aus gut verdichtetem Sand oder Kies einbaut. In diesem Falle ist also die Steifeziffer der oberen Schicht wesentlich größer und dadurch sammelt sie die Spannungen infolge der kleineren Deformationsfähigkeit in sich; die senkrechten Spannungen in der unteren Schicht fallen kleiner aus.

Für die Bestimmung der Spannungen in einem Zweischichtensystem hat zuerst Burmister [6] — in erster Linie die Bemessung der Straßendecken ins Auge fassend — ein Verfahren gegeben. In der Achse einer gleichmäßig belasteten Kreisscheibe, auf der unteren Fläche der ersten Schicht, treten nach der Ableitung und den Berechnungen des Verfassers die senkrechten Spannungen nach Abb. 8 auf [7], mit der Voraussetzung, daß auf der Grenzfläche der beiden Schichten Reibung auftritt, die die Identität der Spannungen auf dieser Grenzfläche versichert. Dieser Spannungswert, zusammen mit dem Werte der radialen Spannung, genügt schon zur Bestimmung der erforderlichen Dicke der Straßendecke; zur Berechnung von Fundamentsetzungen ist sie aber noch unbrauchbar. Verfasser schlägt das Näherungsverfahren vor — ähnlich wie im Falle der unnachgiebigen Unterlage und der im Innern des geschlitzten Halbraumes angreifenden Einzelkraft —, eine Ersatzschichtdicke einzuführen.

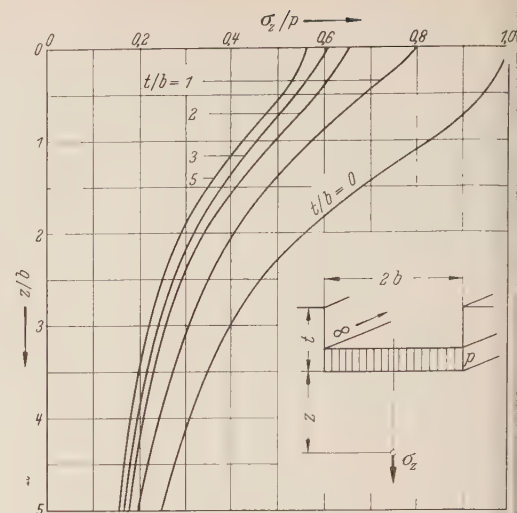


Abb. 7. Einflußzahlen der Bodenspannungen unter einem tiefgegründeten Streifenfundament.

Diese Ersatztiefe h' läßt sich bestimmen, indem die auf der Ersatzoberfläche angreifende Belastung bei homogenem Baugrund auf der Grenzfläche eine Spannung hervorruft, die mit der Spannung des Zweischichtensystems identisch ist (Abb. 9). Auf diesem Prinzip wurde Abb. 10

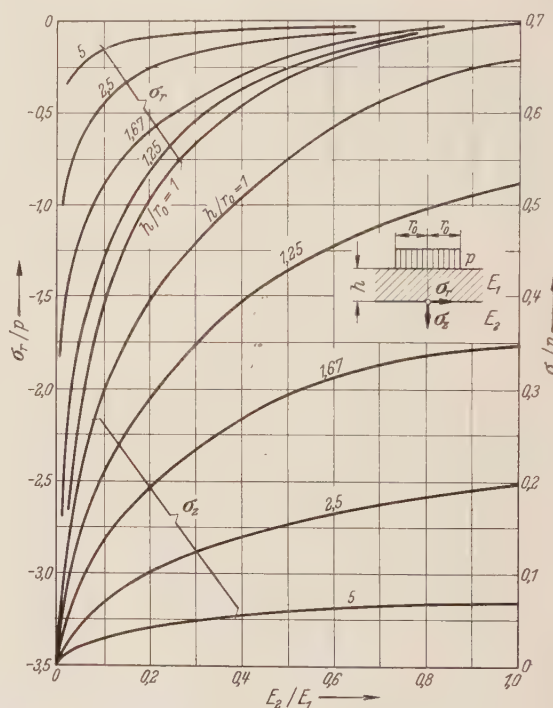


Abb. 8. Senkrechte Spannung im Zweischichtensystem, auf der Grenzfläche der beiden Schichten.

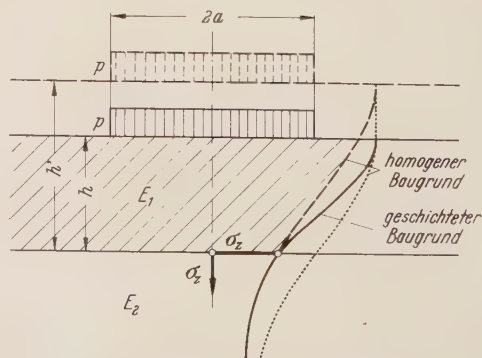


Abb. 9. Begriff der Ersatz-Schichtdicke.

zur raschen Bestimmung der Ersatztiefe h' konstruiert. Es muß betont werden, daß das Verfahren nur dann anwendbar ist, wenn die obere Schicht Kohäsion, also Zugfestigkeit besitzt; denn die radialen waagrechten Spannungen auf der Grenzfläche nach der Ableitung sind immer Zugspannungen, die von einem kohäsionslosen Boden nicht aufnehmbar sind. Das Verfahren eignet sich also nicht zur Untersuchung einer Gründung mit Pufferschicht.

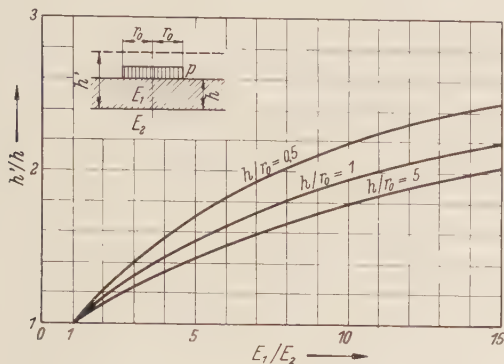


Abb. 10. Bestimmung der Ersatz-Schichtdicke.

Zum letztgenannten Zwecke läßt sich die Theorie von Pokrowski [8] benützen. Diese Theorie geht vom Prinzip aus, daß die Fähigkeit eines Bodens, Spannungen aufzunehmen, von seiner Steifeiffer abhängt. Die Steifeiffer hat aber auch auf die Verbreitung der Schwingungen einen entscheidenden Einfluß. Ein beliebiger Energiestrahle, vom Schwingungszentrum ausgehend (Abb. 11), hält in der oberen Schicht seine Richtung, leidet aber Bruch auf der Grenzfläche der beiden Schichten, wenn die Bedingungen der Verbreitung der mechanischen Energie sich verändern. Neigt der Energiestrahle in der oberen Schicht mit einem Winkel α_1 zur Senkrechten, verändert sich

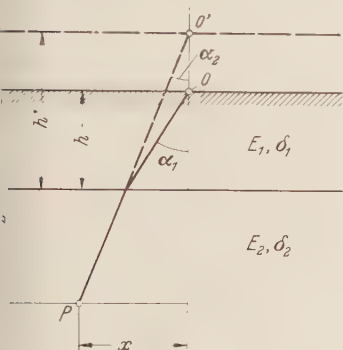


Abb. 11. Weg des Energiestrahles in einem Zweischichtensystem.

der Winkel auf α_2 in der unteren Schicht. Der Bruchindex läßt sich näherungsweise mit diesen Winkeln bzw. mit den Fortpflanzungsgeschwindigkeiten v_1 und v_2 ausdrücken, d. h.

$$c = \frac{\alpha_2}{\alpha_1} = \frac{v_2}{v_1} \quad (8)$$

Die Fortpflanzungsgeschwindigkeit wächst wie der Wert $\sqrt{E/\delta}$ (δ = Dichte), also

$$c = \sqrt{\frac{E_2 \delta_1}{E_1 \delta_2}} \quad (9)$$

Die Abweichung des Energiestrahles durch den Punkt P ist:

$$x = h \operatorname{tg} \alpha_1 + (z - h) \operatorname{tg} \alpha_2 \quad (10)$$

Dieser Strahl würde in homogenem Boden durch den Punkt P gehen, wenn das Schwingungszentrum in O' wäre; die Höhe dieses fiktiven Zentrums läßt sich mit der Formel

$$h' = h \frac{\operatorname{tg} \alpha_1}{\operatorname{tg} \alpha_2} \quad (11)$$

angeben. Das Zweischichtensystem wurde damit auf den Fall des homogenen Untergrunds zurückgeführt, wo die Spannungsverteilung mit der allgemeinen Spannungstheorie

bestimmt werden kann. Da α_1 und α_2 klein sind, Gl. (11), wird

$$h' \cong h \frac{\alpha_1}{\alpha_2} \quad (12)$$

mit (8) und (9)

$$h' = h \sqrt{\frac{E_1 \delta_2}{E_2 \delta_1}} \quad (13)$$

Sind die Dichtewerte annähernd gleich, dann wird die Formel noch einfacher:

$$h' = h \sqrt{\frac{E_1}{E_2}} \quad (14)$$

Die Anwendung des Verfahrens wird auf Abb. 12 in einem Beispiel vorgelegt. Es wurde die setzungsherabmindernde Wirkung einer gut verdichteten Pufferschicht untersucht; der richtig ausgeführte Bodenaustausch vermindert kräftig die Setzungen.

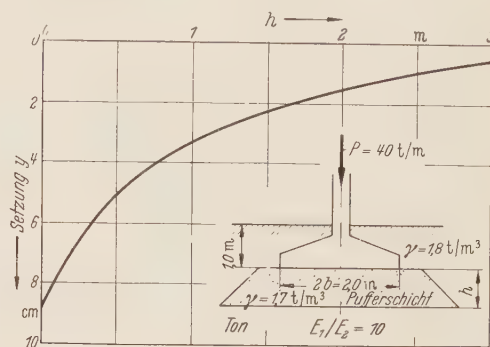


Abb. 12. Einfluß einer Pufferschicht auf die Setzung.

3. Einfluß der Schubspannungen in der Gründungssohle

In der Sohle eines rauen Gründungskörpers treten zwischen dem Boden und der Sohle immer Schubspannungen auf. Diese Schubspannungen haben zur Folge, daß die Spannungen sich im Boden — bei zentrischer Belastung — um die Achse konzentrieren. Diese Erscheinung veranlaßte Fröhlich [9], die Boussinesq'schen Formeln mit einem Konzentrationsfaktor zu modifizieren. Dieser Einfluß läßt sich aber auch mit den Formeln der Elastizitätslehre berücksichtigen, wenn die Verteilung der Schubspannungen in der Gründungssohle bekannt ist. Auf Abb. 13 wurde angenommen, daß der Maximalwert dieser Schubspannung denselben Sicherheitsgrad gegen Bruch aufweist, wie der Wert der gleichmäßig verteilten lotrechten Sohlspannung. Die lotrechten Spannungen im Boden infolge der Schubspannungen betragen (Abb. 14):

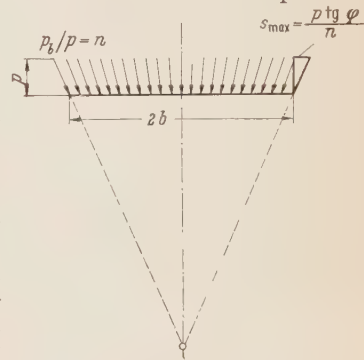


Abb. 13. Schubspannungen in der Gründungssohle.

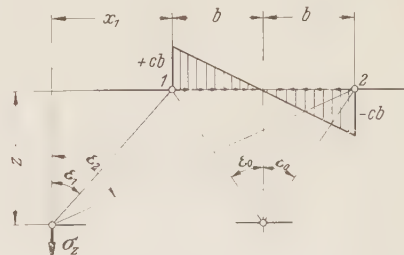


Abb. 14. Senkrechte Spannungen infolge Schubspannungen.

$$\sigma_z = -\frac{c}{\pi} [(x_1 + b) \sin(\varepsilon_2 + \varepsilon_1) \sin(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) + z(\sin \varepsilon_2 \cos \varepsilon_2 - \sin \varepsilon_1 \cos \varepsilon_1) - z(\varepsilon_2 - \varepsilon_1)], \quad (15)$$

in der Lastachse:

$$\sigma_z = \frac{2cb}{\pi} (\varepsilon_0 \cot \varepsilon_0 - \cos^2 \varepsilon_0) \quad (16)$$

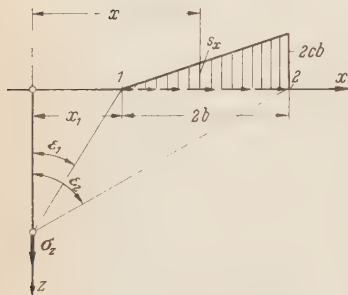


Abb. 15. Senkrechte Spannungen infolge linear zunehmender waagrechter Schubspannungen auf der Oberfläche.

$$\sigma_z = \frac{c}{\pi} [z(\sin \varepsilon_2 \cos \varepsilon_2 - \sin \varepsilon_1 \cos \varepsilon_1) - z(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) + x_1(\sin^2 \varepsilon_2 - \sin^2 \varepsilon_1)]. \quad (17)$$

Als Beispiel wurden in Abb. 16 die lotrechten Spannungen unter einer Stützmauer berechnet.

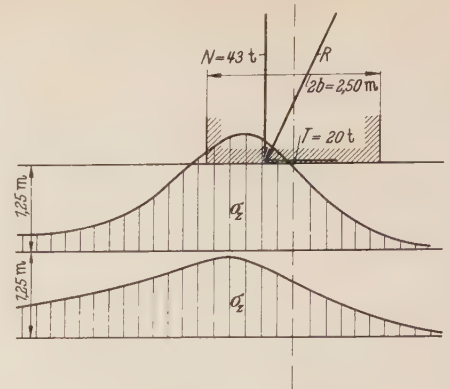


Abb. 16. Spannungen unter einem ausmittigt belasteten Streifenfundament (Stützmauer).

Literatur

1. E. Schultze: Druckverteilung im Baugrunde. In: Grundbau-Taschenbuch, Bd. I. Berlin 1955. Kap. 1,5, S. 132.
2. A. Kézdi: Einige Probleme der Spannungsverteilung im Boden. Acta Technica Ac. Sc. Hung. Tom. II Fasc. 2—4. 1952.
3. E. Melan: Die Druckverteilung durch eine elastische Schicht. Österr. Wochenschr. öff. Baudienst 11 (1918).
4. R. Jelinek: Bautechnik 28 (1951) S. 125.
5. K. Marguerre: Ing.-Arch. 2 (1931) S. 108—117, (1933) S. 332.
- W. Passer: Druckverteilung durch eine elastische Schicht. Sitzgsb. Akad. d. Wiss., Wien. Math.-nat. Kl. Abt. II a.
6. D. M. Burmister: Journ. Appl. Phys. 16 (1945) S. 89—94, 126—127, 296—302.
7. A. Kézdi: Cementtalajutak vizsgálat és méretezése. Közlekedési Kiadó, Budapest 1951.
8. G. I. Pokrowski: Issledowanie po fizike gruntow. Moskau 1937.
9. O. K. Fröhlich: Druckverteilung im Baugrunde mit besonderer Berücksichtigung der plastischen Erscheinungen. Wien 1934.

Über einige kraftwirtschaftliche und wasserwirtschaftliche Mehrzweckprojekte in der Türkei

Von Professor Dr.-Ing. habil. Dr. ès Sc. h. c. F. Tölke, Stuttgart

(Fortsetzung aus Heft 1)

DK 626.8 : 627.51 : 627.8 : 621.311.21 (496)

2. Das Menderes-Projekt

Die unter Ziffer 1 für das Gediz-Gebiet erläuterten landwirtschaftlichen, wasserwirtschaftlichen und kraftwirtschaftlichen Gegebenheiten und Möglichkeiten gelten in vollem Umfange auch für das südlich davon gelegene und um etwa 50 % größere Menderes-Gebiet (Abb. 1). Der Menderes ist der Mäander des Altertums, berühmt durch sein blaugrünes, klares Bergwasser, durch seine lieblichen, mit Oleander-Gebüsch umsäumten Quellflüsse und durch

die ausgedehnten Feigenhaine, deren Früchte als Smyrna Feigen von Izmir in alle Welt verschickt werden.

Wie die Regenhöhenlinien von Abb. 1 erkennen lassen liegt im Gegensatz zum Gediz das Quellgebiet des Menderes bereits in der zentralanatolischen Regenschattzone, die Hauptwasserspender sind die südöstlichen Nebenflüsse des mittleren Menderes, insbesondere des Ak und des Kayirli. Der beim Gediz beschrittene Weg, die beiden Hauptwasserspender Gediz und Kum Cayi in einem gemeinsamen Talsperrensystem (Demirkopru und Marmara-

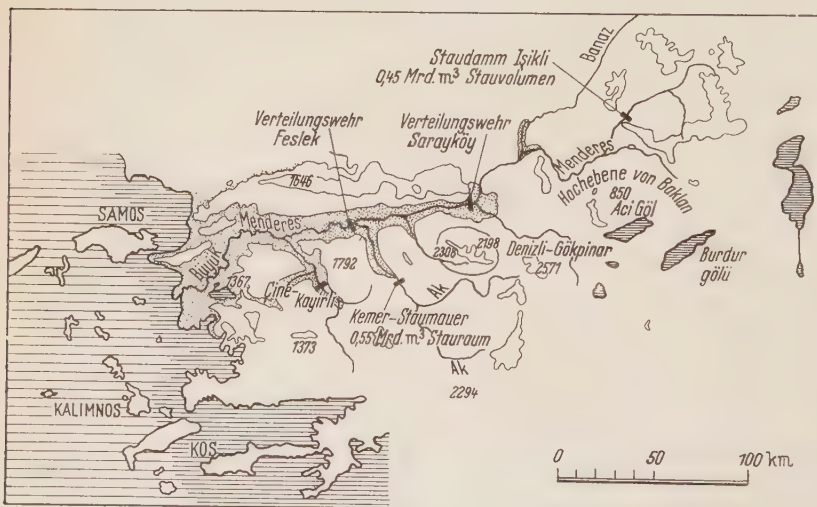


Abb. 17. Einzugsgebiet des Menderes.

großräumig aufzufangen, um die alljährlichen Versumpungen im Mündungsgebiet des Gediz und insbesondere in der Kum Cayi-Ebene beseitigen zu können, war bei den hydrologischen Gegebenheiten des Menderes nicht möglich. Hier konnte der wasserwirtschaftliche Ausgleich nur durch eine Reihe von Einzeltalsperren erreicht werden (Abb. 17). Zwei von diesen sind inzwischen fertiggestellt bzw. in Bauangriff genommen worden, nämlich die Isikli-Talsperre im Sandikli mit 0,45 Mrd. m³ Stauraum und die Kemer-Talsperre im Ak mit 0,55 Mrd. m³ Stauraum. Beide Sperren können etwa 80 % der für Bewässerungszwecke benötigten 0,75 Mrd. m³ nach Abzug von Totraum und Verdunstung bereitstellen und werden auch einen weitgehenden Hochwasserschutz gewährleisten, so daß die versumpften Bezirke in der Nazilli- und Aydin-Ebene melioriert werden können. Eine dritte in Bauvorbereitung befindliche

Wasserdichtigkeit

von *M*örtel und *B*eton durch Anwendung von *T*rass

(Auf vielfachen Wunsch ergänzt durch Teil III. Allgemeine Hinweise für die Bauausführung.)

Seit Jahrzehnten spielt der rheinische Trass im Wasserbau und für alle, die sich mit der Dichtigkeit des Betons beschäftigen, eine bedeutende Rolle. Ein trasshaltiger Beton zeichnet sich nicht nur bei den Wasserdichtigkeitsprüfungen kleiner Betonproben durch eine auffallend gute Dichtigkeit aus, sondern ermöglicht vor allem in einfacher und wirtschaftlicher Weise auch die Herstellung einer Bauwerksdichtigkeit. Die Vielzahl und die langjährige Bewährung trasshaltiger Betonbauwerke im Wasserbau liefern hierfür den besten und eindeutigsten Beweis.

I. Spezielle Eigenschaften von rhein. Trass:

Durch folgende charakteristische Eigenschaften erweist sich der Trass als besonders geeignet für die Herstellung von wasserdichtem Beton:

- 1) Die **große spezifische Oberfläche** des Trasses verringert das Zementbluten und eine Wasseranreicherung an den Betonaußenflächen und Arbeitsfugen.
- 2) Das starke **Quellvermögen** des Trasses verstärkt die Wirkung des Wasserhaltevermögens und verleiht darüber hinaus dem Frischbeton eine außerordentliche Zähklebrigkeit und damit einen besonders guten Zusammenhalt.
- 3) Gegenüber Zement ergibt Trass ein **Mehrvolumen von ca. 30 %**. Hierdurch kann das meist im Kiessand fehlende Feinstkorn ausgeglichen werden.
- 4) Trass **bindet das bei der Hydrolyse des Zementes freiwerdende Kalkhydrat** und vermindert hierdurch die Kalkauslaugung.
- 5) Durch die **kolloidale, gelartige Erhärtung** des Trasses mit dem Kalkhydrat wird eine zusätzliche Verkittung der durchlässigen Zementkristalle erreicht.
- 6) **Auch im erhärteten Zustand** weist die Trasskalkverbindung bei Wasserzutritt **ein beachtliches Quellvermögen** auf, was zu einer Abriegelung der vorhandenen kapillaren Poren führt.
- 7) Bei der Erhärtung von Trass wird nur eine **geringe Abbindewärme frei** und die **Anfängerhärtung verläuft nicht so stürmisch**. Hierdurch tritt eine wünschenswerte Herabsetzung der Hydratationswärme bei Massenbeton ein.
- 8) Der Einsatz von Trass ist **wirtschaftlich**, da der Trass billiger und voluminöser als Zement ist.

II. Trasshaltiger Beton erfüllt u. a. weitgehendst folgende Bedingungen:

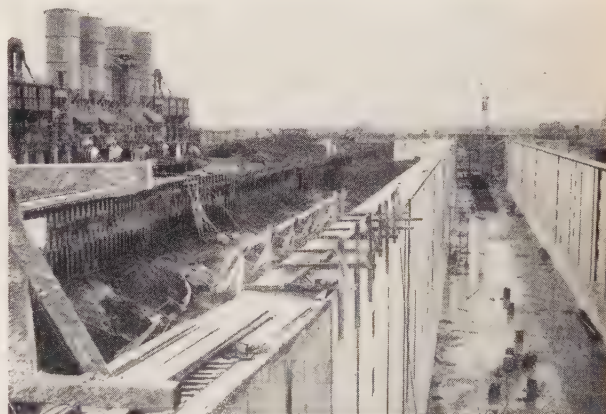
- 1) Maximale Hohlraumausfüllung der Betonzusammensetzung,
- 2) Verhinderung von Entmischung beim Befördern, Einbringen und Verdichten des Betons,
- 3) Unterbindung von Schälrisen bei Massenbeton infolge zu hoher Temperaturspannungen,
- 4) Größtmögliche Aggressivbeständigkeit und Widerstandsfähigkeit des Betons gegen Kalkauslaugung (s. Sonderdruck „Aggressivbeständigkeit von Mörtel und Beton durch Anwendung von Trass“.),
- 5) Herabsetzung der Bindemittelkosten.



Freibad in Rendsburg

Bauherr: Stadt Rendsburg

Ausführung: Max Giese, Stahlbetonbau GmbH, Kiel



Weserschleuse bei Langwedel

Bauherr: Wasser- und Schifffahrtsdirektion Hannover

Ausführung: Beton- und Monierbau AG., Hannover



Schwimmkästen für Westmole Helgoland

Bauherr: Wasser- und Schifffahrtsdirektion Kiel

Ausführung: Arge. Ph. Holzmann AG. — Dyckerhoff u. Widmann KG.
Grün und Bilfinger AG. — Hochtief AG.

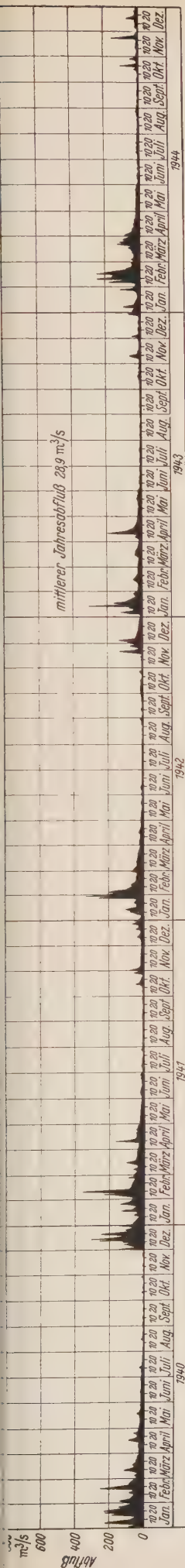
III. Allgemeine Hinweise für die Bauausführung:

- 1) Die **Schalungen** sollen glatt und dicht sein und bei Einsatz von Innenrüttlern auch besonders fest, da durch das Rütteln der Schalungsdruck erheblich vergrößert wird. Nicht gut schließende Schalungsfugen sind vor dem Einbringen des Betons auszustopfen oder zu kalfatern.
- 2) Um eine rost sichere Umhüllung der Stahleinlagen zu gewährleisten, sollte die **Betonüberdeckung** mindestens 3 cm betragen. Andernfalls besteht leicht die Gefahr, daß infolge behinderten Schwindens (Haften des Betons an den Stahleinlagen) Haarrisse auftreten. Sofern das Wasser sehr aggressiv ist, sollte man eine Überdeckung von mindestens 5 cm anstreben.
- 3) Es empfiehlt sich die Verwendung einer **Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe** etwa nach dem Verlauf der Sieblinie B oder E der DIN 1045. Bei Verwendung gebrochener Zuschläge soll das Korn möglichst kubisch und nicht plattig sein. Bis zur Korngröße von mindestens 3 mm ist jedoch unbedingt gewaschener Natursand vorzusehen.
- 4) Das **Maximalkorn** der Zuschlagstoffe soll nicht größer sein als 1/5 der kleinsten Bauteilabmessung und 3/4 des engsten Bewehrungsabstandes bzw. Betonüberdeckung der Stahleinlagen.
- 5) Vorausgesetzt, daß der Anteil an Körnung 0 — 0,2 mm im Zuschlagstoff gering ist (z. B. beim Kiessand 0 — 30 mm etwa 1 bis 2 Gew. %), können bei rundlichen, nicht gebrochenen Zuschlagstoffen folgende **Mischungsverhältnisse für Zement und Trass** in kg je m³ verdichteten Beton als Richtwerte angenommen werden (Beton mit gebrochenem Zuschlagstoff müssen etwas mehr Bindemittel enthalten):

Beton- güte	Maximalkorn des Zuschlagstoffes in mm			
	7	15	30	50 - 70
B 160	300 PZ + 160 Tr	270 PZ + 150 Tr	220 PZ + 120 Tr	200 PZ + 110 Tr
	340 HOZ + 120 Tr	310 HOZ + 110 Tr	250 HOZ + 90 Tr	230 HOZ + 80 Tr
B 225	345 PZ + 130 Tr	305 PZ + 120 Tr	250 PZ + 100 Tr	230 PZ + 90 Tr
	380 HOZ + 95 Tr	340 HOZ + 85 Tr	280 HOZ + 70 Tr	260 HOZ + 60 Tr
B 300	370 PZ + 110 Tr	330 PZ + 100 Tr	280 PZ + 80 Tr	260 PZ + 70 Tr
	410 HOZ + 70 Tr	365 HOZ + 65 Tr	300 HOZ + 60 Tr	280 HOZ + 50 Tr

Erläuterung: PZ = Portlandzement, HOZ — Hochofenzement, Tr = Trass.

- 6) **Gewichtsmäßige Zugabe der Betonkomponenten** unter laufender Kontrolle der Eigenfeuchtigkeit und ausreichende Mischdauer (etwa 1,5 Minuten) sind erforderlich, um die Gleichmäßigkeit der Mischungen zu gewährleisten.
- 7) Die **Konsistenz des Frischbetons** soll plastisch sein. Der Wasserzusatz ist jedoch so zu bemessen, daß weder ein Wasserabsondern noch eine Entmischung während des Transportes, Einbringens und Verdichtens eintritt. Bei enger Bewehrung und feingliedrigen Bauteilen sollte man **nicht den Wasserzusatz erhöhen**, sondern das zulässige Größtkorn herabsetzen (vergl. auch unter III. 4).
- 8) Der Beton muß **gleichmäßig und in Lagen eingebracht** werden, sonst entstehen leicht Schüttkegel.
- 9) Beim **Einbringen des Betons** darf der Beton höchstens bis zu 2 m frei herabfallen. Hohe, wandartige Bauteile erfordern entweder ein Abstützen des Betons durch Fallrohre oder das Einbringen durch seitliche, in der Schalung in genügender Zahl angeordnete Fenster. **Die Schalungsfenster** erleichtern zudem das Einführen der Rüttler und ermöglichen eine bessere Übersicht während des Betonierens. Schalungsfenster sollten daher vornehmlich dann angeordnet werden, wenn die Wand einen Knick aufweist und eine Kontrolle von oben nicht mehr möglich ist.
- 10) **Rüttler** sind nur Verdichtungsgeräte und dürfen **nicht zur Ausbreitung und Verteilung** der Betonmasse mißbraucht werden.
- 11) Die Rüttelflasche darf nicht zu nahe an der Schalung eingeführt werden. **Der zweckmäßige Abstand ist 10 bis 20 cm.** Kann dieser Abstand — z. B. bei dünnen Wänden — nicht eingehalten werden, so sollte man möglichst Nadel- oder Schwertrüttler mit höchstens 3000 Schwingungen je Minute verwenden.
- 12) Eine zu lange **Rütteldauer** hat Entmischung des Betons zur Folge. Nach DIN 4235 (Innenrüttler zum Verdichten von Beton, Richtlinien für die Verwendung) z. B. soll bei einer Schichthöhe des Betons von 50 cm und einer Eintauchtiefe des Rüttlers von 15 cm in die untere Betonschicht die erforderliche Rüttelzeit etwa 16 Sekunden betragen.
- 13) **Arbeitsfugen** sind möglichst zu vermeiden, da sie hinsichtlich Wasserdichtigkeit die schwächsten Stellen eines Bauwerkes sind. In der Arbeitsfuge bildet sich leicht ein Riß, aber auch im Frischbeton, weil der bereits erhärtete Beton den jungen Beton in seinem Schwindvorgang behindert.
Kann der Betonkörper nicht in einem ununterbrochenen Arbeitsgang hergestellt werden, so ist zunächst darauf zu achten, daß die Arbeitsunterbrechung nur für kurze Zeit erfolgt, damit der ältere Beton nicht bereits den größten Anteil seines Schwindens hinter sich bringt.
Im übrigen ist folgendes Vorgehen zu empfehlen:
Die eventuell vorhandene wasser- und schlammreiche Oberflächenschicht ist nach mäßigem Erhärten (z. B. nach 6 bis 10 Stunden) mit einem Preßluftwasserstrahl oder auf erhärtetem Beton durch sandvermischten Wasserstrahl mit hohem Druck zu entfernen. Vor dem Weiterbetonieren ist der alte Beton gründlich zu nassen. Sobald die Anschlußflächen nach Aufsaugen des Wassers nur noch mattfeucht sind, ist eine dünne Schicht des Betons ohne Grobzuschläge aufzubringen und dann sofort weiter zu betonieren.
- 14) **Rödeldrähte** müssen bis zu einer Tiefe von ca. 4 cm ausgestemmt werden, weil sie sonst als Wasserleiter wirken und später infolge Korrosion den Beton an der Oberfläche sprengen können.
- 15) Eine **Feuchthaltung** dünnwandiger und feingliedriger Bauteile verbessert die Betondichtigkeit und vermeidet Schwindrißbildungen, insbesondere an den Arbeitsfugen.
Bei massigen Bauteilen ist das Feuchthalten der Oberfläche wegen der damit verbundenen, örtlich beschränkten, oberflächigen Abkühlung und Verdunstungskälte nachteilig (Schalenrißgefahr). Hier empfiehlt sich die Anbringung eines farblosen Schutzanstriches.

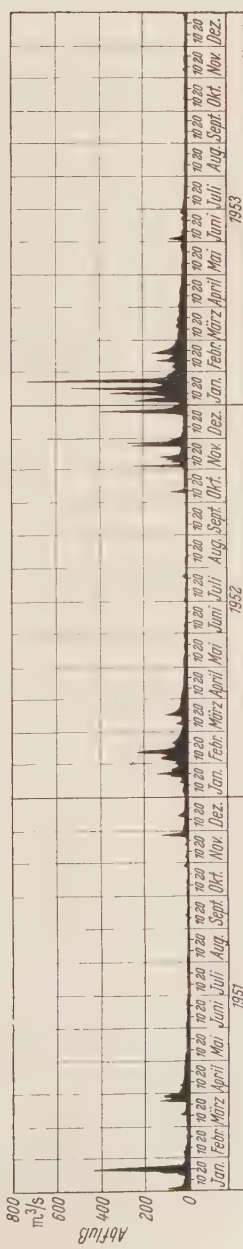


Talsperre bei Cine wird auch den Abfluß des Kayirli einer Planbewirtschaftung zuführen.

Für die Bewässerung sind — ähnlich wie beim Gediz — eine Reihe von Verteilungswehren notwendig, von denen die

Hauptbewässerungskanäle abzweigen. Die Verteilungswehre von Sarayköy und Felseck für die Ebenen des oberen und mittleren Menderes (Abb. 17) befinden sich bereits in Betrieb. Die Ebenen am unteren Menderes werden schon

Abb. 18a und b. Abflußverlauf des Menderes von 1940 bis 1944 und von 1951 bis 1953.



seit langer Zeit bewässert; hier werden nach Errichtung der Kayirli-Talsperre die Baumwollanbaugebiete von Aydin stark erweitert werden können.

Eine Besonderheit des Menderes-Projektes stellt die Bewässerung der Hochebene von Baklan dar, die nach dem Bau der Isikli-Talsperre möglich geworden ist. Hier können etwa 100 000 ha Ackerland unter Baumwollkultur genommen werden, wenn Wasser in ausreichender Menge zur Verfügung steht. Nach den in den Vereinigten Staaten gesammelten Erfahrungen ist die auf Hochebenen gezogene Baumwolle von besonders guter Qualität. Außerdem ist ihr Ertrag größer, da der Baumwollrüsselkäfer in der Hochsteppe nicht überwintern kann und daher praktisch nicht auftritt.

In baulicher Hinsicht ist am Menderes-Projekt die Kemer-Anlage im Ak bemerkenswert. Das Einzugsgebiet des Ak oberhalb der Talsperre beträgt 3100 km², die mittlere Niederschlagshöhe 800 mm/Jahr. Von den 2,50 Mrd. m³ mittleren Jahresniederschlag kommen 0,91 Mrd. m³ zum Abfluß, was einer Verdunstungsziffer von 64 % entspricht, gegenüber 81 % bei der Demirkoprü-Anlage.

Wie das Abflußdiagramm der 8 Jahre von 1940—1944 und von 1951—1953 zeigt (Abb. 18a u. b), ist der Abfluß des Ak sowohl nach der Menge als auch nach der Verteilung wesentlich ausgeglichener als derjenige des Gediz bei Demirkoprü. Der Ak ist kein Steppenfluß mehr, und auch der ausgleichende Einfluß der Schneeschmelze ist deutlich ausgeprägt. Die hydrologischen Berechnungen ergaben, daß eine Auslegung des Talsperrennutzraumes für 44 % des mittleren Jahresabflusses gleich 0,40 Mrd. m³ notwendig ist. In diesen Betrag wurde ein Hochwasserschutzraum von 0,21 Mrd. m³ mit eingerechnet, der nach Abb. 18a u. b ausreichen wird, um die meisten Hochwässer kraftwirtschaftlich auszunutzen. Im einzelnen stellt sich der Talsperrenbetrieb wie folgt:

Kennzeichnung	Staukote	Stauraum
Mauerkrone	298,5	0,65 Mrd. m ³
Höchster Sommerstau bzw. Überfallkrone	291,5	0,54 Mrd. m ³
Höchster Winterstau (freizuhaltender Hochwasserschutzraum 0,21 Mrd. m ³)	275,4	0,33 Mrd. m ³
Tiefster Betriebsstau	252,7	0,15 Mrd. m ³
Staubeckensohle	195,0	— Mrd. m ³

Das größte beobachtete 15jährige Hochwasser beträgt 814 m³/s. Der Hochwasser-Überfall ist so ausgelegt, daß er bei 6,0 m Überfallhöhe 4500 m³/s, d. h. etwa die 5fache Hochwassermenge, abführt. Das Freibordmaß beträgt hierbei noch 1,0 m, was für eine Staumauer ausreichend ist.

Das am Fuße der Kemer-Staumauer angeordnete Kraftwerk ist mit 3 Francis-Spiralturbinen ausgerüstet. Die Schluckfähigkeit beträgt 23 m³/s und liegt damit unterhalb des mittleren Abflusses von 28,9 m³/s. Die größte Fallhöhe beträgt 98 m, die kleinste 58 m. Bei einer mittleren Fallhöhe von 85 m und $\cos \varphi = 0,80$ ergibt sich eine Leistung von $3 \cdot 16\,000 = 48\,000$ kW und eine mittlere Jahresarbeit von rd. 120 Mio. kWh.

Abb. 19 zeigt die in Bau befindliche Kemer-Anlage im Grundriß, Abb. 20 und 21 zeigen Schnitte durch Staumauer, Einläufe, Druckrohrleitungen, Grundablässe und Krafthaus sowie Einzelheiten der Fugendichtung. Die Staumauer ist eine 115 m hohe, sehr konservativ bemessene Gewichtsmauer, die an der Sohle 100 m dick ist. Sie ist in der Querichtung durch drei vertikale Längsfugen in vier Blöcke aufgeteilt, die später durch Verpressen der Längsfugen miteinander monolithisch verbunden werden. Auf der Mauer bewegt sich ein Portalkran zum Einsetzen der Dammbalken (Notverschlüsse) und zum Hochziehen der Schieber für Reparaturarbeiten.

Der Hochwasserüberfall, dessen Längs- und Querschnitt aus Abb. 19 ersichtlich ist, ist nur im eigentlichen Überfallbereich durch eine Beton-Grundschwelle gesichert. Diese in Europa als kühn empfundene Anordnung ist in Nordamerika weitgehend verbreitet.

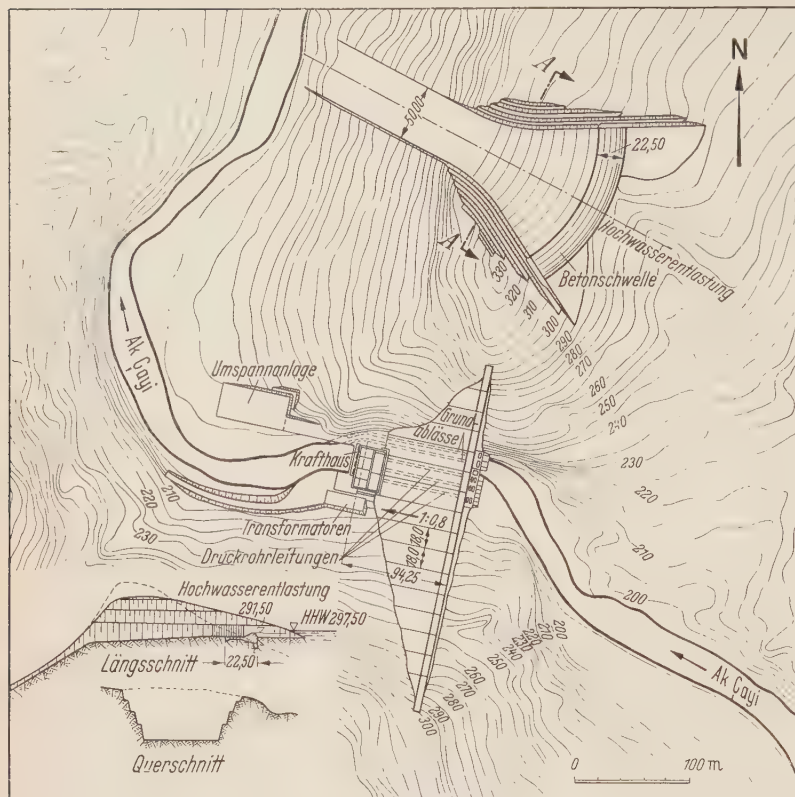


Abb. 19. Kemer-Stauanlage.

Die Herstellung der Kemer-Staumauer erfolgt in zwei Stufen. In der ersten Stufe (Abb. 22 und 23) wird der wasserseitige Mauerteil bis zur zweiten Längsfuge und bis zur Kote 267,5 hochbetoniert und in der zweiten Stufe (Abb. 24 und 25) werden die restlichen Mauerteile hergestellt. Die Baustelleninstallation für die 750 000 m³ Beton ähnelt derjenigen für die Bort-Staumauer in Frankreich.

In der ersten Stufe wurde die aus Abb. 22 und 23 ersichtliche Stahlgerüstkonstruktion aufgestellt, die als Laufbahn für zwei Laufkräne von 47,5 m Spannweite und acht Einschienenkatzen dient, die in zwei Gruppen hintereinander arbeiten. Jede Gruppe übernimmt erst den Antransport des Betons von der Mischanlage zu den Laufkränen und dann den Rücktransport der leeren Kübel zur Mischanlage. Diese Aufgabe wird im Ringverkehr bewältigt, d. h. die Einschienenkatzen können an beiden Enden quer zur Brücke von der vorderen zur hinteren Bahn durchfahren. Auf der einen Bahn werden die vier vollen Kübel angefahren und entleert; dann fahren die Einschienenkatzen rechts zur anderen Bahn durch, um dort die leeren Kübel in Empfang zu nehmen. Inzwischen sind die vier Kübel der zweiten Gruppe unter der Mischanlage gefüllt worden, und das Spiel beginnt von neuem. Entsprechend den beiden Vierergruppen von Einschienenkatzen fahren auf den beiden Laufkränen unabhängig voneinander vier Kübelkatzen, welche die Einschienenkatzen die vier vollen Kübel abnehmen, an den Einbringungsort bringen und an dieselben Katzen auf der rückwärtigen Fahrbahn wieder zurückgeben. Inzwischen sind auf der vorderen Fahrbahn die vollen Kübel der zweiten Vierergruppe bereits eingetroffen.

In der zweiten Stufe (Abb. 24 und 25) wurden die Laufkräne und Einschienenkatzen entfernt und an dem inneren Fahrbahnhauptträger Druckstreben und an deren Enden neue Fahrbahnen eingezogen, auf denen dann drei

Portal-Turmdrehkräne montiert sind. Ferner wurden auf dem obersten Querträger des alten Fahrbahngerüsts vier Gleise verlegt, auf denen der Beton mit Kübelwagen von der Mischanlage zu den Portal-Turmdrehkränen befördert werden konnte. Die Reichweite der letzteren gestattete die Fertigstellung der Mauer bis auf den luftseitigen Mauerfuß mit dem Kraftwerk.

Die Betonieranlage wurde in der ersten Stufe für eine Betonierleistung von 125 m³/h oder 2500 m³/Tag und in der zweiten für eine solche von 30 m³/h oder 600 m³/Tag ausgelegt¹.

3. Sakarya-Projekt

Der Sakarya, von Westen her der erste größere Zufluß zum Schwarzen Meer (Abb. 1), ist ein fast ganz in der anatolischen Steppe verlaufender Fluß, dessen Einzugsgebiet etwa demjenigen von Gediz und Menderes zusammen entspricht. Der Sakarya und insbesondere auch sein größter Nebenfluß, der Porsuk, ist wegen seiner bis in den April hinein vorgeschobenen Hochwasser sehr gefürchtet und unterscheidet sich in dieser Hinsicht grundsätzlich von den beiden vorher besprochenen Mehrzweckprojekten, bei denen die Hochwasser im allgemeinen im Januar, spätestens im

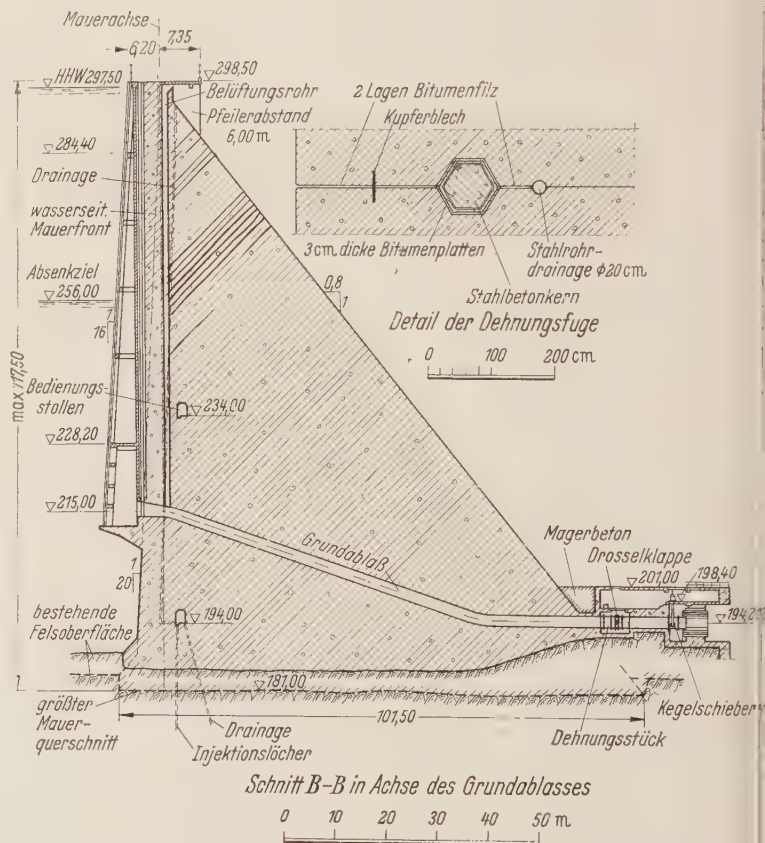


Abb. 21. Kemer-Staumauer. Grundablaßanordnung und Fugendichtung.

Februar zu Ende sind. Der Abflußverlauf des Sakarya bei Sariyar, unterhalb der Kirmir-Einmündung, ist auf Abb. 26 ersichtlich.

Im Sakarya-Gebiet (Abb. 27), und zwar im Cubuk nördlich von Ankara, wurde zwischen den beiden Wel-

¹ Die Kemer-Stauanlage wurde von der Firma Tibbetts, Abbott & Mc Carthy, Stratton, Engineers, New York, entworfen.

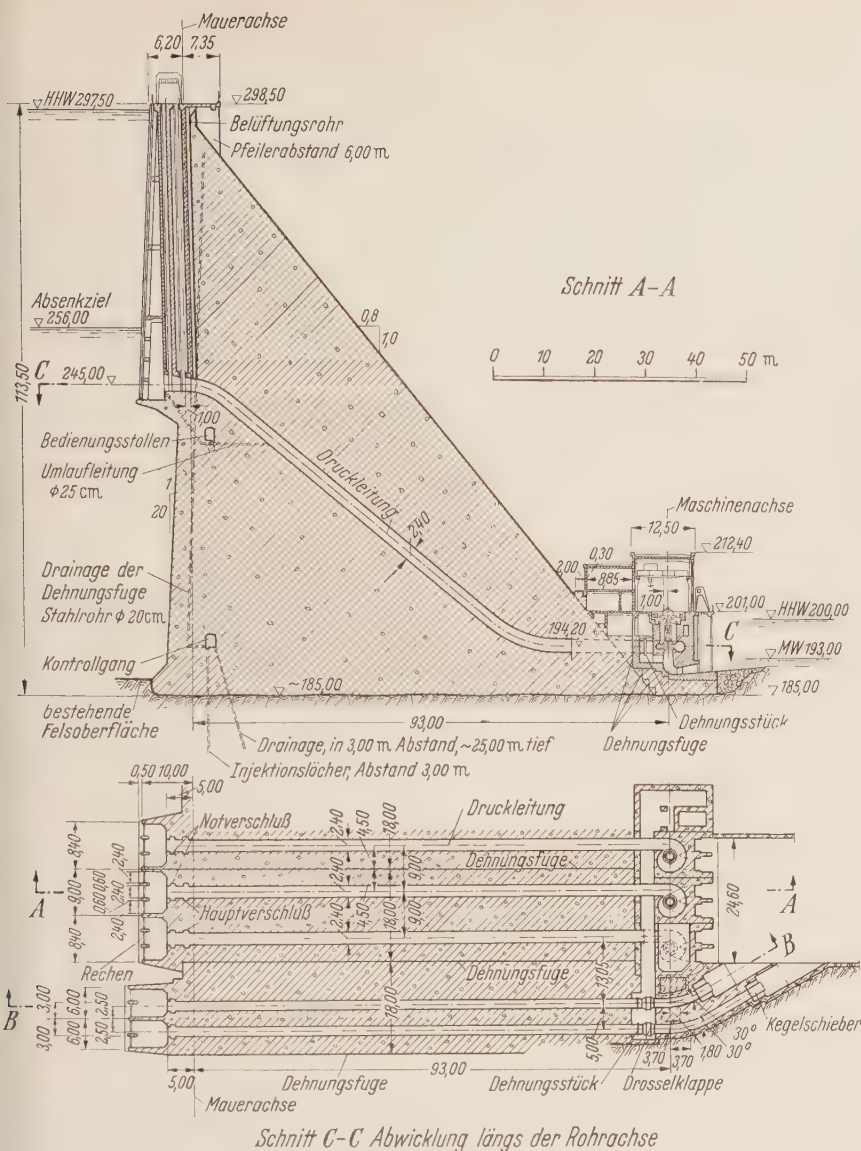


Abb. 20. Querschnitt durch Kemer-Staumauer und Krafthaus.

riegen die erste Talsperre der Türkei erbaut; sie faßt 12 Mio. m³ und dient der Wasserversorgung der türkischen Hauptstadt. Die herrlichen Nadelholzplantagen in der Umgebung der Dabuk-Staumauer inmitten einer erbarmungslos kahlen Hochsteppenlandschaft führen eindringlich vor Augen, was die Bewässerung in Verbindung mit geeigneten land- und forstwirtschaftlichen Maßnahmen in Zentralanatolien zu leisten vermag.

Nach dem letzten Weltkriege wurde als erste große Hochwasserentlastungstalsperre diejenige von Porsuk mit 0,155 Mrd. m³ Stauraum erbaut, durch welche in den Hochebenen von Alimtas und Kütahya (Abb. 1) 42 000 ha entsumpft und die Hochebene von Eskisehir systematisch bewässert und auf Baumwolle und Zuckerrüben umgestellt werden konnte. Das Gefälle von 60 m wird durch in am Fuße der Staumauer errichtetes Kraftwerk bergewirtschaftlich genutzt.

In Bälde geht auch die große Sariyar-Anlage (Abb. 27 und 28) ihrer Inbetriebnahme entgegen, in welcher 1,85 Mrd. m³ aufgestaut werden können, die in erster Linie der Stromerzeugung dienen werden. Das Sariyar-Kraftwerk wird nach Vollusbau vier Maschinensätze zu je 40 000 kW be-

sitzen und rd. 400 Mio. kWh/Jahr erzeugen. Neben dem Hochwasserschutz, insbesondere für die Mündungsebene, soll das Wasser unter anderem auch zur Bewässerung der Pamukowa-Ebene verwendet werden, die nach den in Abb. 1 eingetragenen Regenhöhenlinien eine ausgesprochene Trockenzone darstellt.

Die Sariyar-Anlage ist grundsätzlich anders aufgebaut als diejenigen von Kemer und Demirköprü. An Stelle eines offenen tief eingeschnittenen Hochwasserüberfalles ist die Hochwasserentlastung über die Mauer geführt, und zwar nicht als freier Überfall, sondern geregelt durch sechs 10 m breite und 10 m hohe Segmentschützen. Nach Abb. 29 können bei gehobenen Schützen mit einem Stau bis Kote 475 (5 m unter Mauerkrone) 4000 m³/s und mit einem Stau bis Mauerkrone 7500 m³/s abgeführt werden.

Ferner sind der Umlenkstollen während der Bauzeit, der nach Abb. 29 bis zu 800 m³/s abführen kann, und der Entnahmestollen für das Kraftwerk zu einer baulichen Einheit verschmolzen worden (Abb. 28).

Einzelheiten der konstruktiven Gestaltung der 105 m hohen Gewichtsstaumauer und der 32 m hohen Vorsperre sind aus Abb. 30 ersichtlich. Die in die Abbildungen eingetragenen Bohrungen zur Aufschließung des Geländes lassen erkennen, daß hierfür keine Kosten gescheut wurden. Die in durchschnittlich 5 m Abstand heruntergetriebenen Bohrlöcher sind bis zu 50 m tief in den Felsen hineingeführt.

Zu dem vorstehend beschriebenen Ausschreibungsvorschlag wurden auch einige bemerkenswerte Alternativvorschläge eingereicht, die aber wegen der Dringlichkeit der Bauinangriffnahme nicht mehr berücksichtigt werden konn-

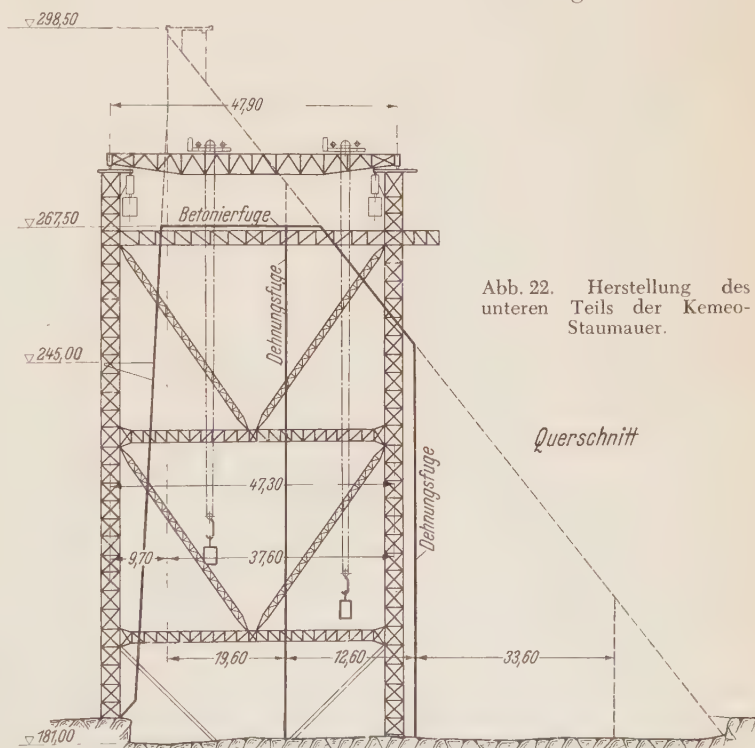


Abb. 22. Herstellung des unteren Teils der Kemer-Staumauer.

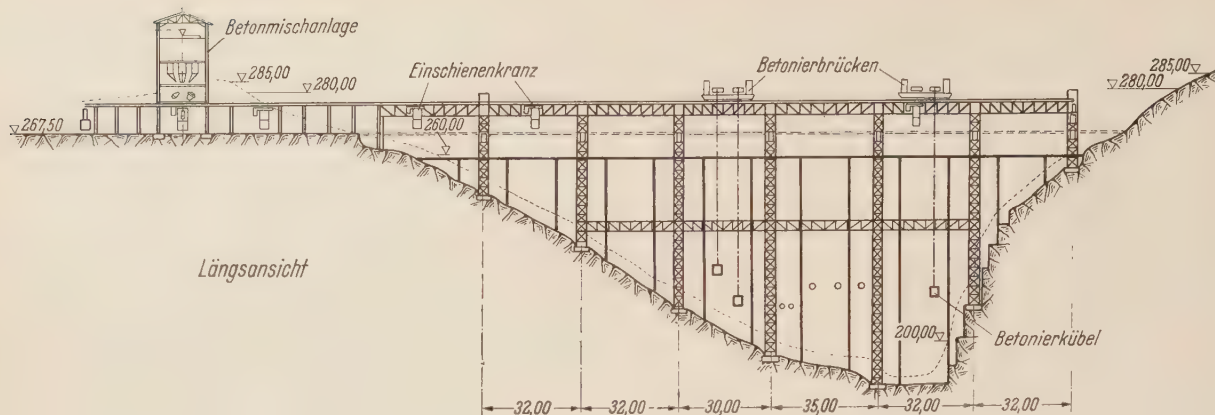


Abb. 23. Herstellung des unteren Teiles der Kemer-Staumauer.

ten. So zeigen Abb. 31 und 32 einen Vorschlag der Arge Grün & Bilfinger — Dyckerhoff & Widmann für eine Bogenstaumauer mit Heberüberfall, die ähnlich wie die

kürzlich in Betrieb genommene Oker-Bogenstaumauer oberhalb der Kote 457 als Gewichtstaumauer und unterhalb derselben als Bogenmauer durchgebildet wurde. Durch den Heber wurde es möglich, die Überfallmenge von 4000 m³/s so umzulenken, daß der Überfallstrahl sich von der Mauer nicht ablösen konnte. Der für die Bogenmauer notwendige Strebefuß wurde ausgenutzt um das Überfallwasser in blockweise aufgerissenen Skisprung zu zerstäuben. Die normale Stauhaltung auf Kote 475 machte Saugheber mit Segmentverschluß erforderlich.

In einem weiteren Vorschlag der gleichen Arge wurde bei grundsätzlich gleicher Bogenstaumaueranordnung (Gewichtstaumauer oberhalb Kote 457, Bogenmauer unterhalb) eine heberfreie Lösung ausgearbeitet, indem die Mauer luftseitig überstark geneigt und zur Sicherung der Standsicherheit bei leerem Becken auf Säulen abgesetzt wurde (Abb. 33) ².

4. Kizilirmak-Projekt

Der sich ebenfalls ins Schwarze Meer ergießende Kizilirmak (Abb. 1) ist mit 1150 km Länge und 78 180 km² Einzugsgebiet bis zu 3000 m Höhe der bedeutendste Fluß Anatoliens. Im Vergleich zum Sakarya ist er erheblich ausgeglichener. Das größte beobachtete Hochwasser beträgt 1045 m³/s, die kleinste beobachtete Niedrigwasserführung 15 m³/s. Die mittlere Regenhöhe von 435 mm läßt den Steppencharakter des Einzugsgebietes deutlich in Erscheinung treten.

² Die Sariyar-Stauanlage wurde von der Firma Chas & Main-Boston entworfen und von der Arbeitsgemeinschaft Hochtief, Holzmann, Siemens-Bauunion ausgeführt.

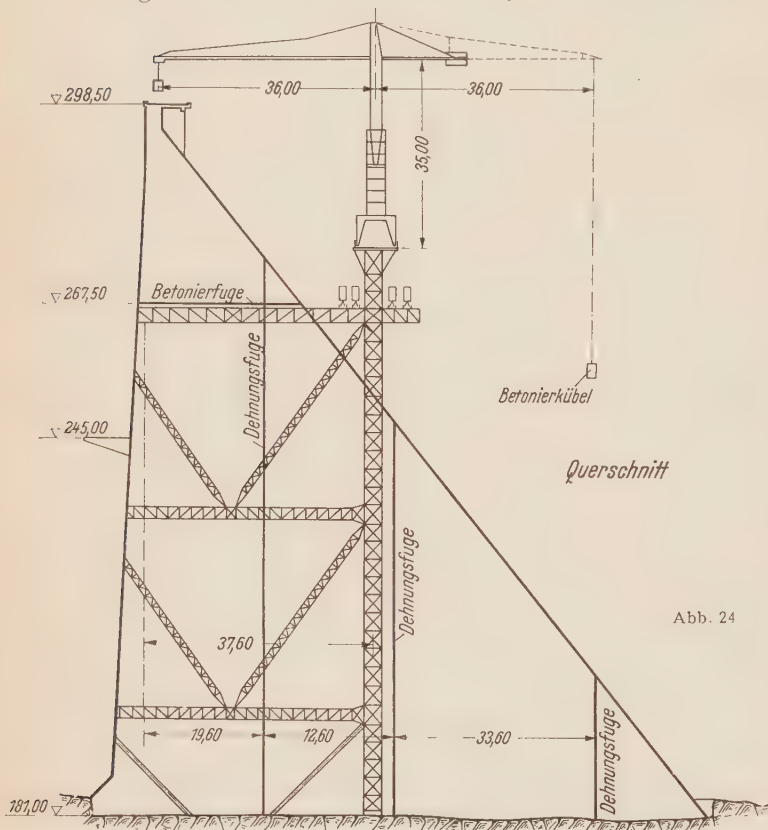


Abb. 24

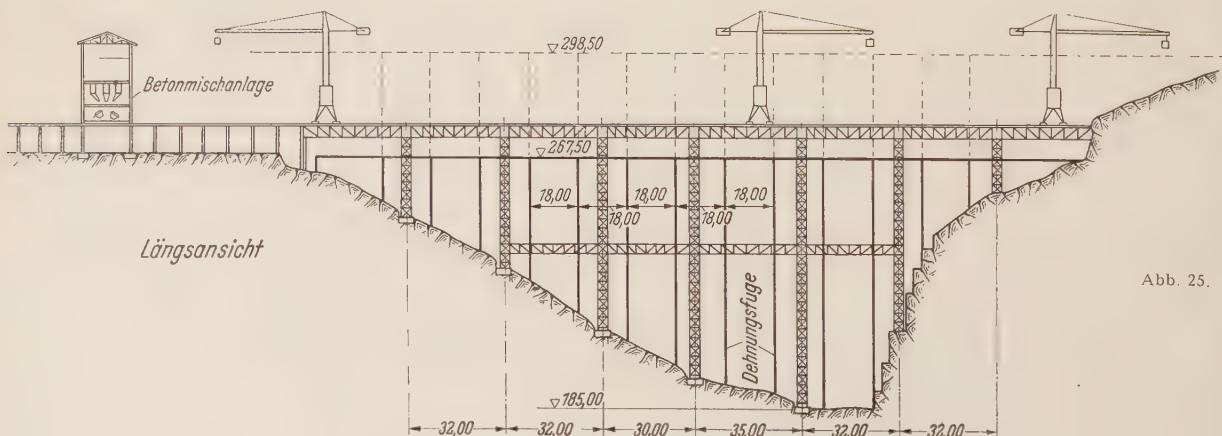


Abb. 25.

Abb. 24 und 25. Herstellung des oberen Teiles der Kemer-Staumauer.

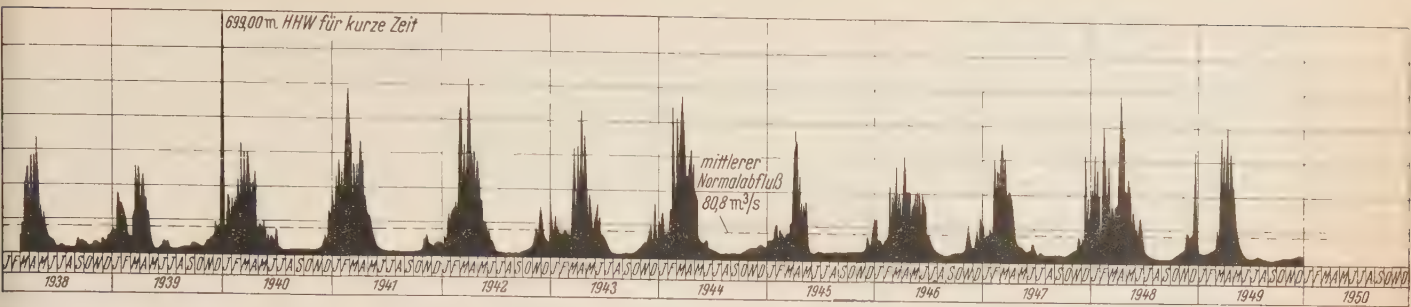


Abb. 26. Abflußverlauf des Sakarya-Flusses von 1938 bis 1950.

Auch beim Kizilirmak ist neben der Stromgewinnung der Hochwasserschutz die Haupttriebfeder des Planausbaus. In den 15 Beobachtungsjahren von 1938 bis 1952 wurde das 12tägige Aprilhochwasser des Jahres 1940 mit

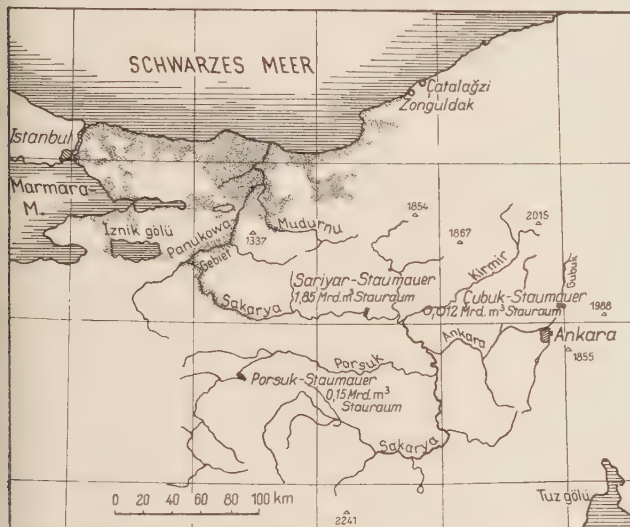


Abb. 27. Einzugsgebiet des Sakarya-Flusses.

0,59 Mrd. m³ ausschließlich durch starke Regenfälle ausgelöst, während das 20tägige Aprilhochwasser des Jahres 1952 mit 1,35 Mrd. m³ die alleinige Folge plötzlicher Schneeschmelze war. Beide Ursachen können naturgemäß auch gleichzeitig auftreten; dann wird man mit Hochwäs-

sern im Ausmaß von 2,5 bis 3,0 Mrd. m³ rechnen müssen. Es ist klar, daß solchen Hochwässern sich nur durch Tal-sperrenräume größter Ausmaße begegnen läßt.

Der kraftwirtschaftliche Ausbau des Kizilirmak vom 40. Breitenkreis bis zur Mündung ins Schwarze Meer Abb. 34) sieht sieben Stufen mit insgesamt 1,4 Mrd. kWh jährlicher Stromerzeugung vor. Die oberste Stufe dieser

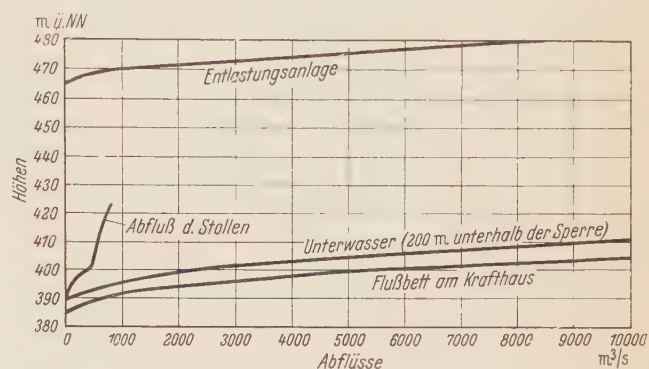


Abb. 29. Abflußcharakteristik der Hochwasseranlage, des Stollens und des Unterwasserkanals.

Kette, die Hirfanli-Anlage, befindet sich seit drei Jahren im Bau.

In Hirfanli (Abb. 34) beträgt das Einzugsgebiet des Kizilirmak 27 300 km². Die 75 km lange Talsperre ist auf 6,3 Mrd. m³ ausgelegt; davon gelten 3,5 Mrd. m³ als Totraum für Auflandung, während 2,8 Mrd. m³ genutzt werden können. Bei einem größten Brutto-Gefälle von 67,0 m beträgt die Absenkhöhe nur 10,75 m. Im Kraftwerk kommen vier Maschinensätze von je 32 000 kW zum Einbau; die Jahresleistung beträgt etwa 500 Mio. kWh.

Der durch die Hirfanli-Anlage gewährte Hochwasserschutz bietet unter anderem die Möglichkeit, das heute versumpfte Deltagebiet des Kizilirmak zu entwässern und nachfolgend planmäßig zu bewässern.

In baulicher Hinsicht schließt sich die Hirfanli-Anlage, wie Abb. 35 zeigt, enger an die Anlagen von Demirkoprü und Kemer an. Das Abschlußbauwerk bildet ein über der tiefsten Gründungssohle 90 m hoher Staudamm von nur 365 m Länge. Der fast 100 m breite freie Hochwasserüberfall für 8000 m³/s ist gemäß Abb. 35 stufenförmig in den Felsen hineingehauen und nur im Bereich der Überfallmauer durch Beton befestigt. Die beiden Umlenkstollen von 8,0 m Durchmesser zur Abführung der Hochwässer während des Baues dienen später als Entnahmestollen

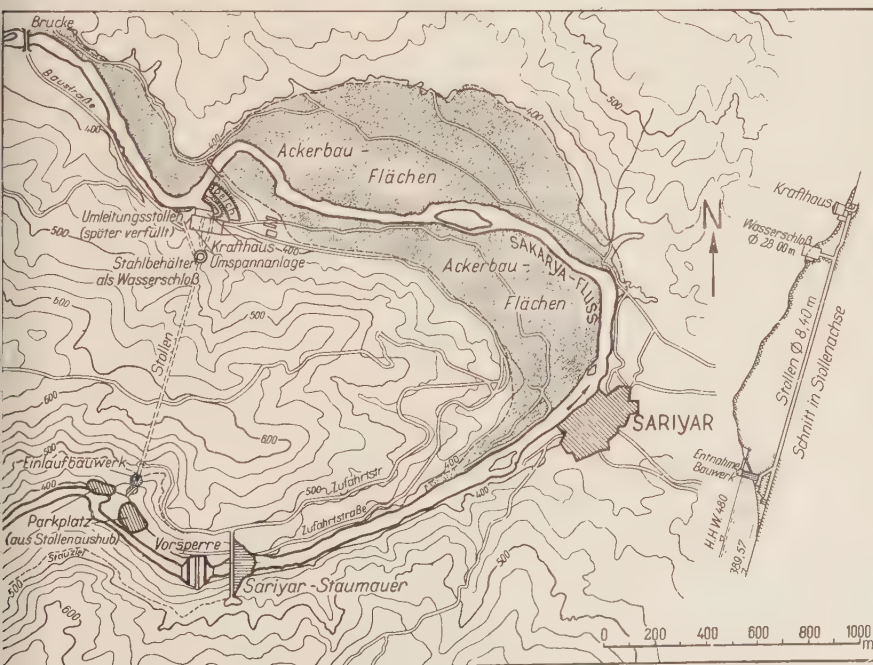


Abb. 28. Sariyar-Stauanlage.

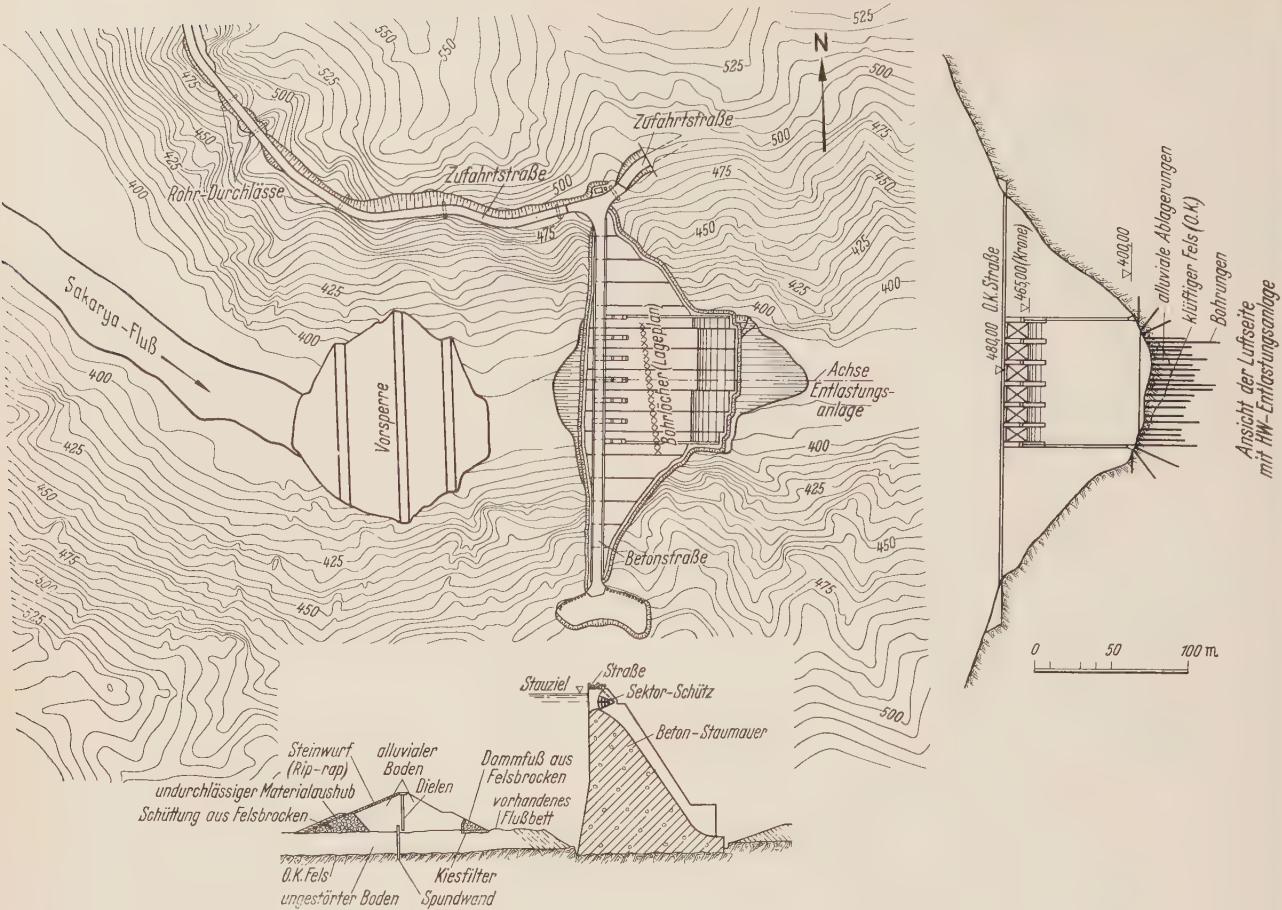


Abb. 30. Sariyar-Staumauer mit Vorsperre und Zementeinpressung.

für das Kraftwerk. Die Verteilanlage besteht aus vier Druckrohrleitungen aus Stahl von 4,9 m Durchmesser, die unmittelbar von den beiden Stollen abzweigen und für 67 m statische Höhe + 36 % Druckstoß bemessen wurden.

Stollen, Betonpfropfen und Einlaufbauwerk sind aus Abb. 36 ersichtlich. Bemerkenswert ist die Vorsicht, mit welcher der 28 m hohe Grobrechen ausgelegt wurde. Die Rollschutzverschlüsse sind 5,5 m breit und 9,25 m hoch und mit Umlauf ausgestattet. Der Hubweg beträgt 28,9 m. Für die Bewässerung ist ein zusätzlicher Auslaß mit einem elektrisch- und handbetriebenen Schieber von 1,68 m Durchmesser mit nachgeschalteter Drosselklappe von 2,13 m Durchmesser mit Umlauf vorgesehen.

An Stelle des ausgeschriebenen Steindammes (Abb. 35) wäre ebenso gut eine Staumauer möglich gewesen. Mit Rücksicht auf die großen, beim Aushub der Hochwasserentlastungsanlage anfallenden Steinmassen wurde dem Steindamm mit schräg liegendem Tonkern der Vorzug gegeben. Einem Aushub bei der Hochwasserentlastungsanlage von 3,1 Mio. m³ stehen 1,9 Mio. m³ für den Damm benötigte Steinmassen gegenüber. Im Hinblick auf die große Höhe wurde der Steindamm nach der Wasserseite zu leicht gekrümmt, damit sich eventuelle Setzrisse von selbst durch Druck wieder schließen.

Der Querschnitt des noch im Bau befindlichen Steindammes (Abb. 37) zeigt alle Merkmale fortschrittlich durch-

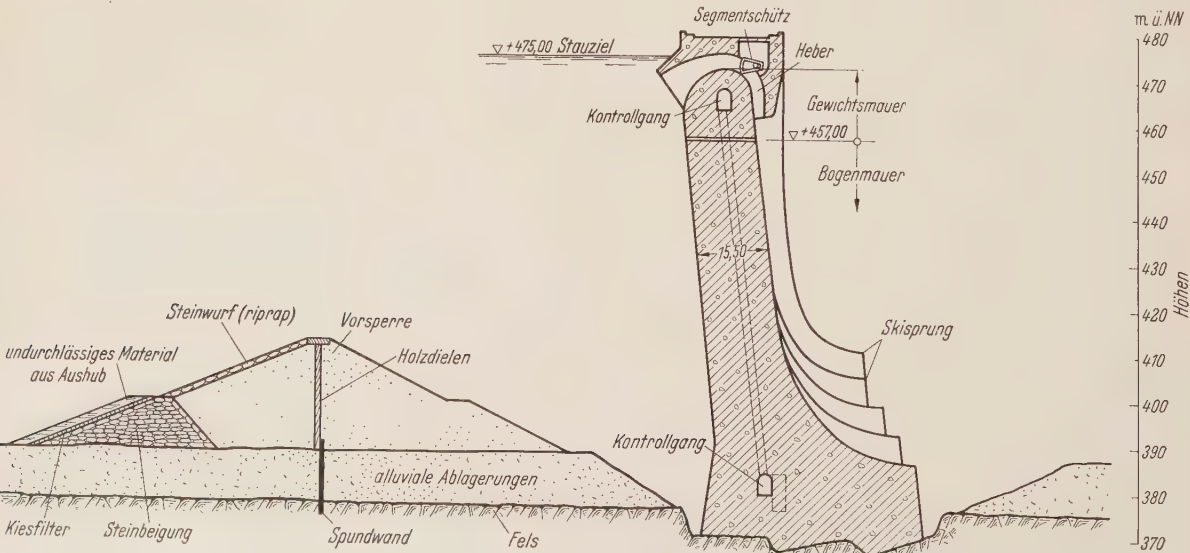
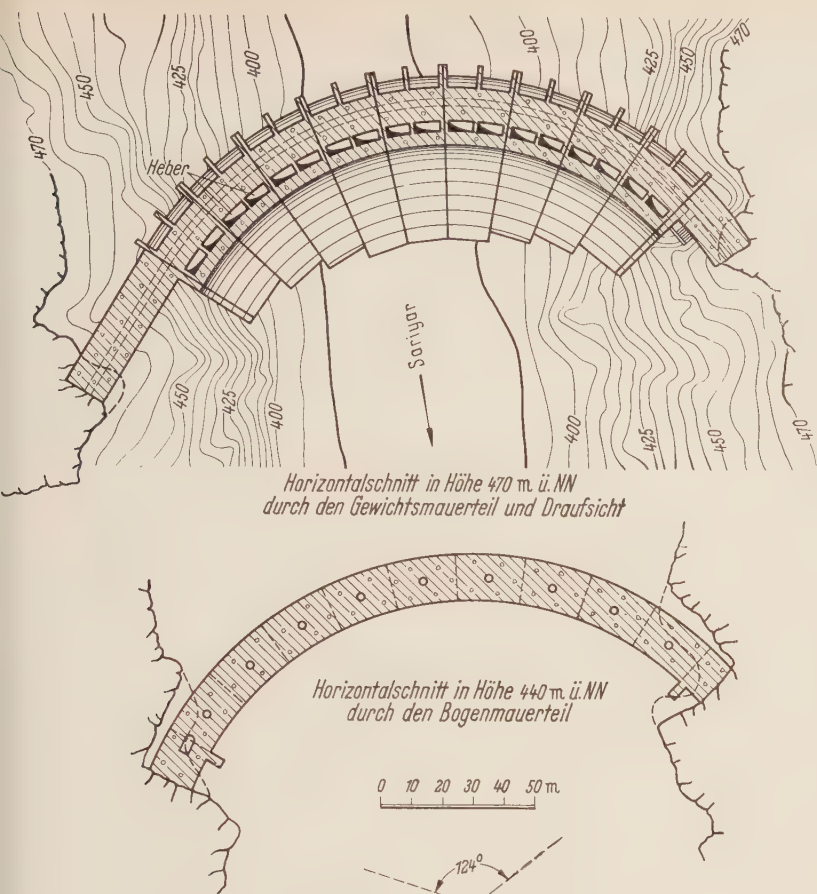
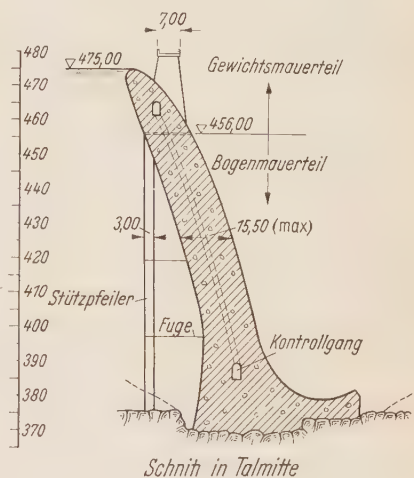
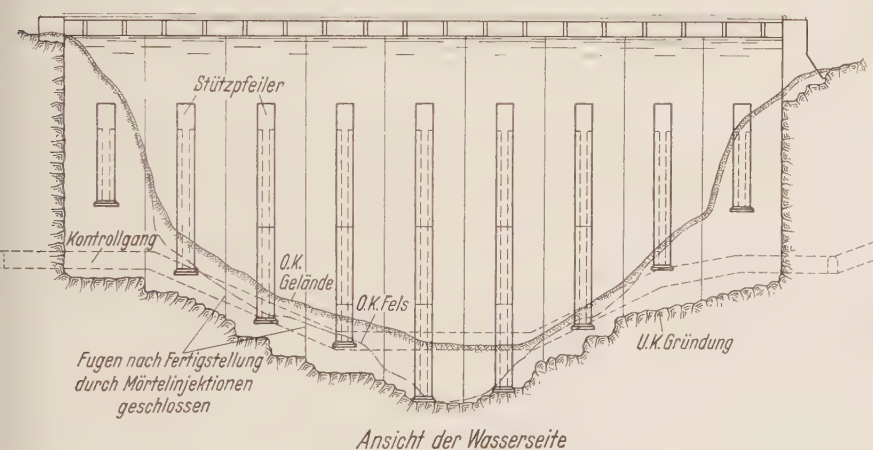


Abb. 31. Wahlvorschlag mit Heberüberfall der Arge Grün & Bilfinger — Dyckerhoff & Widmann KG.



32. Wahlvorschlag mit Heberüberfall der Arge Grün & Bilfinger — Dyckerhoff & Widmann KG.



33. Wahlvorschlag einer frei übertrönten Bogenstaumauer der Arge Grün & Bilfinger — Dyckerhoff & Widmann KG für die Sariyar-Mauer.



Abb 31. Einzugsgebiet des Kizilirmak-Flusses.

gebildeter Steindämme. Der in der Hochwasserentlastungsrinne reichlich anfallende verwitterte Gabbro wurde beiderseits des schrägen Tonkerns in 30-cm-Schichten mit Schaffsfußwalzen eingewalzt und gegen die eigentliche Steinschüttung an der Luftseite durch ein Grobfilter abgeriegelt. Bei der geringen Absenktiefe von 10,75 m genügte es, den verwitterten Gabbro an der Wasserseite mit Steinbewurf zu schützen, mit Ausnahme eines um mindestens 5 m über das Absenkziel hinausgreifenden Kronenbereichs, in welchem der verwitterte Gabbro gegen gebrochenen Fels ausgewechselt und durch ein Dreischichtenfilter gegen den Tonkern abgeriegelt wurde. Der gebrochene Fels an der Wasser- und Luftseite wurde in Schichthöhen nicht größer als 10 m unter 10 atü Spritzdüsendruck eingespült. Der Raum zwischen Vorsperre und eigentlichem Damm wird später mit dichtem Abraumaterial aufgefüllt werden.

Abb. 38 zeigt den Hirfanli-Staudamm im Längsschnitt und die Ausmaße der Beseitigung der verwitterten Felszone und des Dichtungsschleiers unter dem Tonkern.

Bezüglich der Herstellung der beiden Stollen von 8,0 m Durchmesser, die im Gabbro verliefen, sei noch bemerkt, daß 36 % der Stollenlänge beim Stollen 1 und 28 % derselben beim Stollen 2 abgestützt werden mußten. An der Einmündung der Druckrohrleitung 3 in den Stollen 2 ereignete sich ein schwerer Einbruch von etwa

250 m³ Fels, dessen Beseitigung einschließlich der erforderlichen Betonierarbeiten drei Monate in Anspruch nahm³.

5. Yesilirmak-Projekt

Der Yesilirmak ist ebenfalls ein in das Schwarze Meer sich ergießender türkischer Fluß (Abb. 1), der ein Niederschlagsgebiet von 36 114 km² besitzt und bei einem durchschnittlichen Niederschlag von 19 Mrd. m³/Jahr der Carsamba-Ebene, dem Deltagebiet des Yesilirmak, rund 4 Mrd. m³ zuführt. Wie bei den meisten Zuflüssen des Schwarzen Meeres verteilt sich der Jahresabfluß in der Hauptsache auf die Monate März, April und Mai und in Katastrophenjahren auf wenige Wochen. Infolgedessen ist die Carsamba-Ebene weitgehend versumpft. Auch die fruchtbaren im Ober- und Mittellauf des Flusses gelegenen Niederungen erfahren mindestens alle 12 Jahre große Schadenhochwasser mit einem Gesamtschaden von etwa 4 Mio. DM.

³ Das Hirfanli-Projekt wurde von der Firma Tibbetts, Abbott, Mc Carthy, Stratton, Engineers, New York, entworfen.

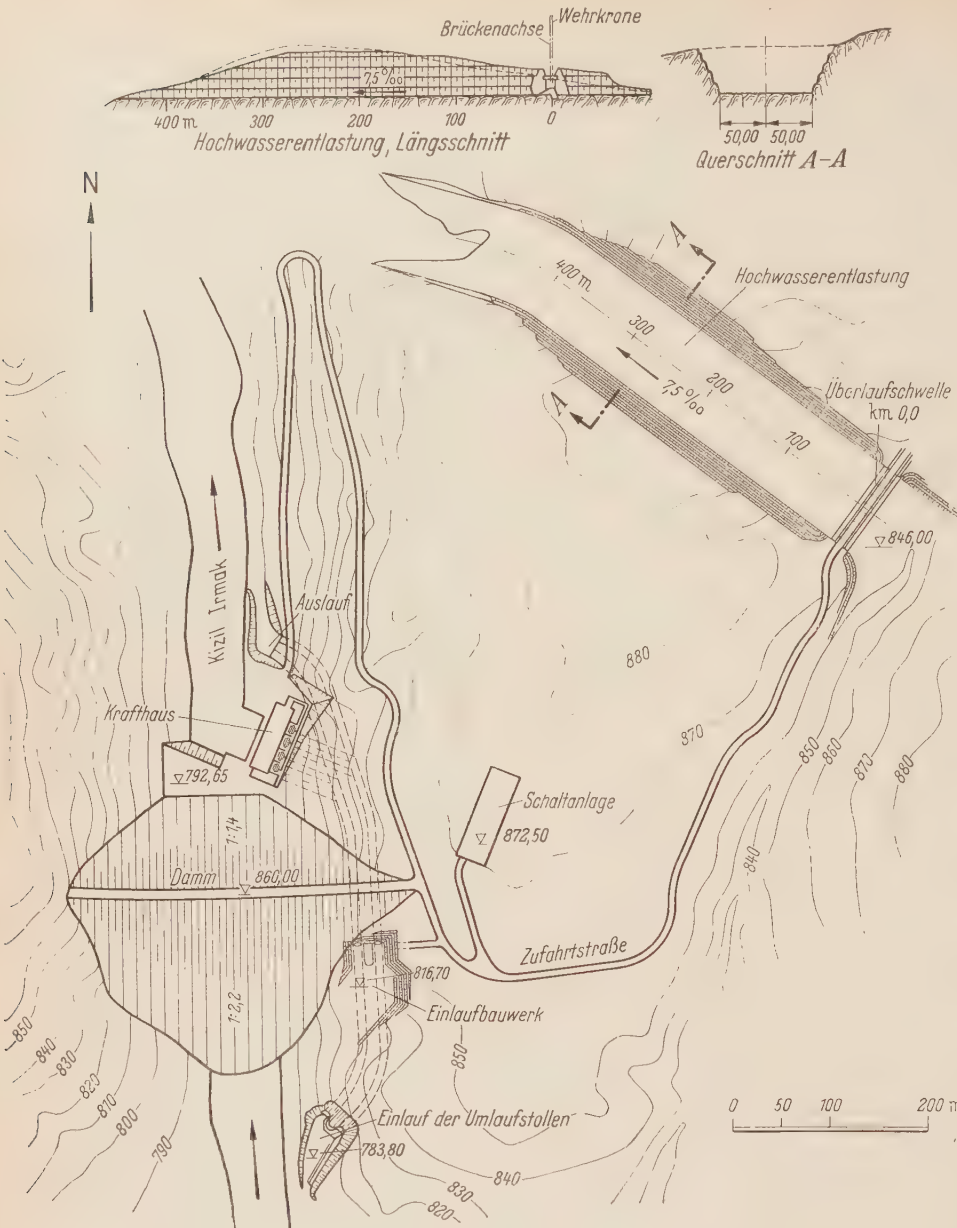


Abb. 35. Hirfanli-Stauanlage im Kizilirmak.

Zur Beseitigung der Hochwasserschäden sind im Yesilirmakgebiet zahlreiche Stauanlagen geplant, von denen Abb. 39 die wichtigsten zeigt. Mit dem aufgestauten Wasser sollen die aus der Abbildung ersichtlichen Ebenen sowie das vorerwähnte Deltagebiet künstlich bewässert werden. Gleichzeitig sollen die durch die Talsperren geschaffenen Gefälle in stufenförmig energiewirtschaftlich nutzbar gemacht werden.

Insgesamt wird durch die Staudämme von Almus mit den Verteilungswehren Tokat und Caykoy, von Kelkit mit den Verteilungswehren Niksar und Erbaa, von Cekerek mit den Verteilungswehren von Geldingen und Tersakan ein nutzbarer Talsperrenraum von über 1 Mrd. m³ bereitgestellt werden, in welchem die Katastrophenhochwasser aufgefangen und die auf Abb. 39 ersichtlichen Talniederungen bzw. Hochebenen vor insgesamt 70 000 ha Fläche ausreichend bewässert werden können. Gleichzeitig kann die Carsamba-Ebene planmäßig entwässert und auf intensive Ackerwirtschaft umgestellt werden.

Der Almus-Staudamm (Abb. 40) von 65 m Höhe über Gelände bzw. 90 m Höhe bis zur tiefsten Gründung soll als erste zur Ausführung kommen, um die 20 000 ha der Kazowa-Ebene, die 5000 ha der Turhal-Ebene und die 3000 ha der Gärten von Amasya künstlich zu bewässern und auf Zuckerrüben, Trauben, Tabak und Obst umzustellen, wodurch eine Ertragssteigerung

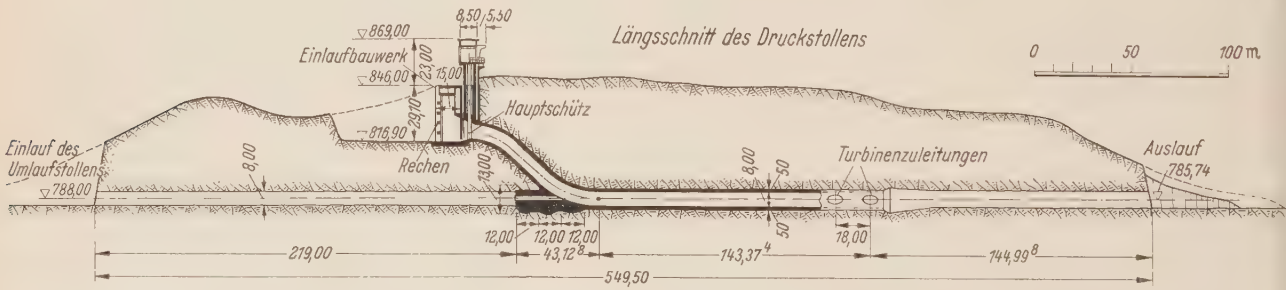


Abb. 36. Druckstollen-Anlage Hirfanli mit Einlauf, Einlaufbauwerk, Turbinenabzweigungen und Auslauf.

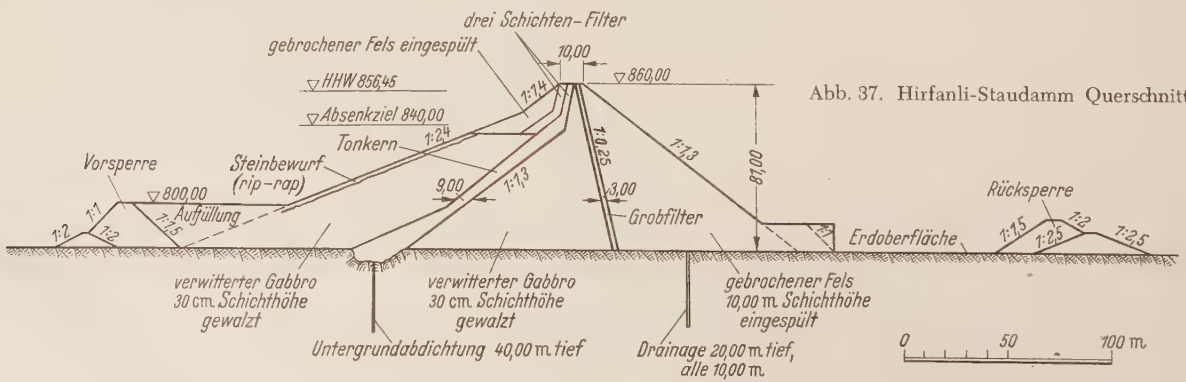
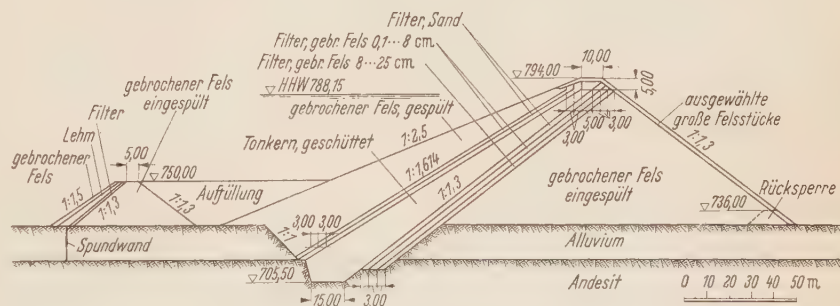
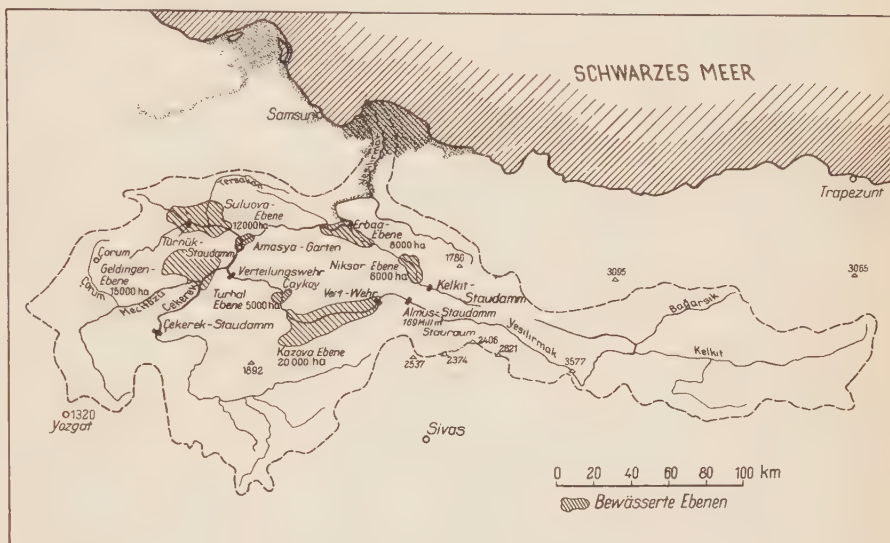
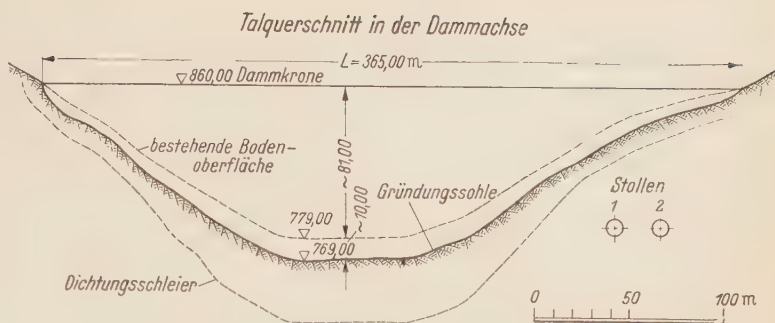


Abb. 37. Hirfanli-Staudamm Querschnitt.

Damit in der Almus-Talsperre der Hochwasserabfluß ein Maß von $20 \text{ m}^3/\text{s}$ nicht überschreitet, ist ein Hochwasserschutzraum von 169 Mio. m^3 erforderlich. Trotzdem wird der Hochwasserüberfall auf das 1000jährige Hochwasser abgestellt werden. Ohne Berücksichtigung der Übersperrspeicherung sind 350 Mio. m^3 Stauraum erforderlich, die je zur Hälfte sich auf Hochwasserschutz und Stauraum verteilen. Die Stromerzeugung ist unter solchen Verhältnissen naturgemäß unständig; sie wird zwischen 17 und 42 Mio. kWh schwanken und muß sich in Trockenjahren auf das Sommerhalbjahr beschränken.



Kurze Technische Berichte

Spannungen in eingeardeten Rohren

Diese Untersuchungen gründen auf der Matonschen Theorie über die Belastung eingerdeter Rohre. Hier wird nämlich angenommen, daß Rohrleitungen, wie üblich, in engen Gräben verlegt werden (Abb. 1) und dann mit Erde hinter- und auf-

gefüllt werden. Infolgedessen denkt man sich, daß die gesamte so eingefüllte Erde an der Grabenwand gleitet und auf dem Rohr mit ihrem Eigengewicht abzüglich einer Reibungskraft auflastet.

G = Rohrbelastung auf die Einheitslänge

 γ = spez. Gewicht der Auffüllung

A = Rankinscher Faktor, Verhältnis des aktiven zum passiven Erddruck

$$= \frac{\sqrt{\mu^2 + 1} - \mu}{\sqrt{\mu^2 + 1} + \mu} = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varrho}{2}\right)$$

 μ = innerer Reibungskoeffizient des Füllmaterials

ρ = Reibungswinkel des Füllmaterials.

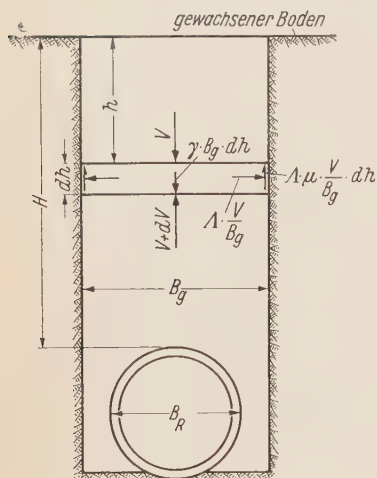


Abb. 1.

So ergeben sich mit den in Abb. 1 angegebenen Bezeichnungen aus dem Gleichgewicht der Kräfte nach Lösung der Differentialgleichung für die gesamte Höhe des Grabens:

$$C_E = C_E \gamma B_g^2. \quad (1)$$

Der Wert von C_E kann aus Abb. 2 abgegriffen werden.

Die Rechnung stimmt allerdings nur für Gräben, deren Breite B_g höchstens 2–3mal so groß ist als der Rohrdurchmesser B_R . Bei engen Gräben mit abgeschrägten Wänden legt man zweckmäßig die Grabenbreite in Höhe des Rohrscheitels der Rechnung zugrunde.

Für die Belastung des Rohres durch Verkehrslasten über der Auffüllung wird die Boussinesquesche Lösung über Verteilung der Drücke in einem elastischen Körper durch eine Punktlast auf der Oberfläche herangezogen. Diese Lösung liefert auch für den nicht mehr elastischen Körper, den eine Auffüllung darstellt, brauchbare Ergebnisse. Sie wurde überprüft durch Überfahren mit Lastwagen. Dabei war im ungünstigsten Fall der Boden mit grobem Kies bedeckt. Bei diesen Versuchen zeigte sich, daß Stöße im Boden sehr stark und mit nur geringer Dämpfung sich fortpflanzen. Es ist daher bei Fahrzeugen als Verkehrslast zweckmäßig, einen Stoßfaktor von etwa $\varphi = 1,5$ in die Rechnung einzuführen.

Zur Berechnung der Belastung durch Verkehrslasten G_V des Rohres, z. B. durch ein in Fahrt befindliches Rad eines Fahrzeuges, hat sich die Lösung bewährt.

$$G_V = \frac{\varphi C_V \cdot P}{L}. \quad (2)$$

Darin bedeuten C_V = Faktor für die Belastung, abhängig vom Rohrdurchmesser D , der Höhe der Auffüllung H und der wirksamen Länge L . Diese Werte entstammen der Holl-Newmarkschen Lösung der Boussinesqueschen Gleichung

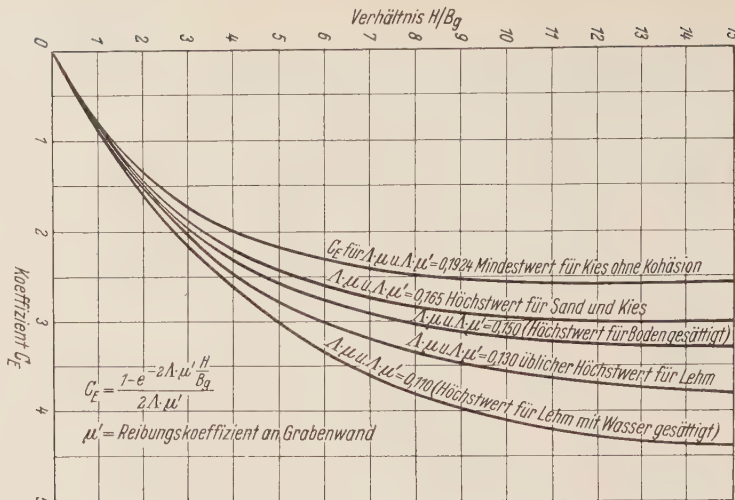


Abb. 2.

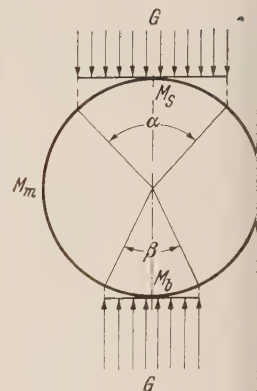


Abb. 3.

und können der Tabelle 1 entnommen werden. Hierzu werden die Verhältnisse $m = D/2H$ und $n = L/2H$ bestimmt. L = wirksame Länge des Rohres. Das ist die Länge des Rohres, über welche die durchschnittliche Belastung die gleiche Spannung erzeugt wie die tatsächliche, von Punkt zu Punkt verschiedene Last.

Bei Schienenlasten wird das Gleichgewicht gleichmäßig verteilt angenommen auf eine Fläche aus Länge des belastenden Fahrzeuges l und Schwellenbreite b . Hieraus sind die Verhältnisse: $n = l/2H$ und $m = b/2H$ zu bilden und der Belastungsfaktor aus Tab. 1 zu ermitteln. Der mittlere Flächen-
druck q auf die Fläche bl ergibt dann mit

$$\varphi q C_V D = P \quad (3)$$

die Belastung je Einheitslänge des Rohres. Zweckmäßig wird dabei ein Stoßfaktor $\varphi = 1,75$ eingesetzt. Mit P kann nun die Verkehrslast G_V nach Gl. (2) bestimmt werden.

Die so ermittelten Belastungen müssen von der Rohrschale aufgenommen werden. Bei dünnen Rohren können zur Berechnung die elastizitätstheoretischen Lösungen für dünne Schalen herangezogen werden. Diese liefern für die Belastung dünnwandiger Rohre (Abb. 3)

$$\text{die Biegemomente } M = K G r \quad (4)$$

$$\text{und die Verschiebungen } \delta = K G r^3 / E J. \quad (5)$$

Darin bedeutet K = einen Faktor. Man entnimmt seine Werte der Tab. 2

K_p = für Moment am Boden des Rohres

K_t = für Moment im Rohrscheitel

K_s = für Moment in Rohrmittle (Seiten)

K_x = für Rohrwandverschiebung in der Horizontalen

K_y = für Rohrwand-Vertikalverschiebung.

Tabelle 1. Einflußkoeffizient C_V aus der Holl-Newmarkschen Integration der Boussinesqueschen Gleichung für vertikale Belastungen.

$\frac{D}{2H}$	$\frac{L}{2H}$													
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,5	2,0	5,0
0,1	0,019	0,037	0,053	0,067	0,079	0,089	0,097	0,103	0,108	0,112	0,117	0,121	0,124	0,128
0,2	0,037	0,072	0,103	0,131	0,155	0,174	0,189	0,202	0,211	0,219	0,229	0,238	0,244	0,248
0,3	0,053	0,103	0,149	0,190	0,224	0,252	0,274	0,292	0,306	0,318	0,333	0,345	0,355	0,360
0,4	0,067	0,131	0,190	0,241	0,284	0,320	0,349	0,373	0,391	0,405	0,425	0,440	0,454	0,460
0,5	0,079	0,155	0,224	0,284	0,336	0,379	0,414	0,441	0,463	0,481	0,505	0,525	0,540	0,548
0,6	0,089	0,174	0,252	0,320	0,379	0,428	0,467	0,499	0,524	0,544	0,562	0,596	0,613	0,624
0,7	0,097	0,189	0,274	0,349	0,414	0,467	0,511	0,546	0,574	0,597	0,628	0,650	0,674	0,688
0,8	0,103	0,202	0,292	0,373	0,441	0,499	0,546	0,584	0,615	0,639	0,674	0,703	0,725	0,740
0,9	0,108	0,211	0,306	0,391	0,463	0,524	0,574	0,615	0,647	0,673	0,711	0,742	0,766	0,784
1,0	0,112	0,219	0,318	0,405	0,481	0,544	0,597	0,639	0,673	0,701	0,740	0,774	0,800	0,816
1,2	0,117	0,229	0,333	0,425	0,505	0,572	0,628	0,674	0,711	0,740	0,783	0,820	0,849	0,868
1,5	0,121	0,238	0,345	0,440	0,525	0,596	0,650	0,703	0,742	0,774	0,820	0,861	0,894	0,916
2,0	0,124	0,244	0,355	0,454	0,540	0,613	0,674	0,725	0,766	0,800	0,849	0,894	0,930	0,956

Je nach dem Rohrwerkstoff besteht nun ein völlig verschiedenes Verhalten gegenüber den durch den Boden übertragenen Kräften. Während Rohre aus spröden Werkstoffen, wie z. B. Eisen- und Stahlguß, Tonrohre u. a., sich nur elastisch verformen können, haben dünnwandige Rohre aus Stahl z. B. die Fähigkeit, sehr große, teilweise plastische Verformungen auszuüben zu können. Das Rohr geht durch Belastung in seinem Querschnitt in elliptische Form über. Dabei bewegen sich die Rohrseiten merklich nach außen. Dies nun bedingt die Fähigkeit dieser Rohre, große Belastungen im eingedeten Zustand aufzunehmen. Die Seitenbewegung bewirkt nämlich einen erheblichen passiven Erddruck. Wegen der geringen Formänderungen der Rohre aus spröden Werkstoffen können hier nur die wesentlich niedrigeren aktiven Erddrücke der Hinterfüllung ausgenutzt werden, wodurch kein wesentlicher Zuwachs entsteht. Sie wurden hier nicht berücksichtigt. Eine genaue Rechnung muß aber bei den Rohren aus verformungsfähigen Werkstoffen deren hohe Lastaufnahmefähigkeit berücksichtigen. Die Berechnung fußt dabei auf folgenden Annahmen:

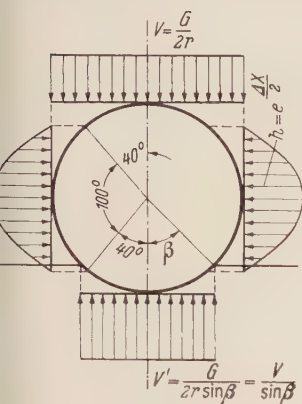


Abb. 4.

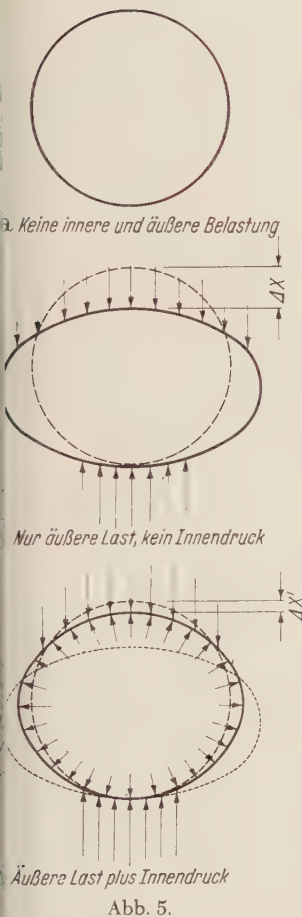


Abb. 5.

$$\Delta x = \psi \frac{K G r^3}{E I + 0,061 e r^4} \quad (6)$$

darin bedeuten:

- Δx = Horizontale Durchmesseränderung
- G = vertikale Rohrbelastung je Einheitslänge
- r = Radius des Rohres
- E = Elastizitätsmodul des Rohrwerkstoffes
- I = Trägheitsmoment des Rohrwandquerschnittes je Einheitslänge
- ψ = Verschiebewiderstand des passiven Erddruckes [Druck je Einheitslänge]

K = Koeffizient (Tab. 2)

$\psi \approx 1,5$ Verschiebungsverlustfaktor.

Berücksichtigt man, daß das Trägheitsmoment eines Querschnittes der Rohrwand von der Einheitslänge $I = s^3/12$ beträgt, so ergibt sich für die erforderliche Wandstärke s für Mantelrohre, wie sie für Durchtunnelung von Eisenbahnbettungen benutzt werden:

$$s = \sqrt[3]{\frac{1}{E} \left[\frac{12 K G r^3}{\Delta x} - 0,732 e r^4 \right]} \quad (7)$$

Man kann nämlich in diesem Fall annehmen, daß das Rohr in einer nur unwesentlich größeren Bohrung zu liegen kommt und die Auflage unter dem Einfluß der Feuchtigkeit und der Belastungen sich auf der Breite des Rohres absetzt. Die Belastungen werden dann nach Gl. (3) bestimmt. Für die praktische Rechnung muß aber zunächst zur Bestimmung der Verschiebung Δx mit Gl. (6) und die Wandstärke s angenommen werden.

In dünnwandigen eingedeten Druckrohren mit größerem Durchmesser ergeben sich andere Verhältnisse. Die Rohrwand-

Tabelle 2. Koeffizienten der Biegemomente und Verschiebungen von elastischen Ringen unter gleichmäßig verteilten senkrechten Belastungen.

α Grad	β Grad	K_b	K_t	K_s	K_x	K_y
0	0	0,318	0,318	0,182	0,149	0,137
	30	0,259	3,317	0,180	0,146	0,135
	60	0,213	0,312	0,175	0,138	0,130
	90	0,182	0,305	0,168	0,129	0,122
	120	0,162	0,299	0,161	0,122	0,116
	150	0,153	0,295	0,156	0,117	0,111
30	180	0,150	0,294	0,153	0,116	0,110
	0	0,317	0,259	0,180	0,146	0,135
	30	0,257	0,257	0,178	0,143	0,133
	60	0,211	0,252	0,173	0,135	0,127
	90	0,180	0,246	0,166	0,127	0,120
	120	0,160	0,240	0,159	0,119	0,114
60	150	0,151	0,236	0,154	0,115	0,109
	180	0,148	0,235	0,152	0,113	0,108
	0	0,312	0,213	0,175	0,138	0,129
	30	0,252	0,211	0,173	0,135	0,127
	60	0,207	0,207	0,168	0,122	0,127
	90	0,175	0,201	0,161	0,118	0,115
90	120	0,156	0,194	0,154	0,111	0,109
	150	0,146	0,190	0,149	0,107	0,104
	180	0,143	0,189	0,147	0,105	0,103
	0	0,306	0,182	0,168	0,129	0,122
	30	0,246	0,180	0,166	0,127	0,120
	60	0,201	0,175	0,161	0,118	0,115
120	90	0,169	0,169	0,154	0,110	0,108
	120	0,150	0,163	0,147	0,103	0,101
	150	0,140	0,158	0,142	0,098	0,097
	180	0,137	0,157	0,140	0,096	0,096
	0	0,299	0,162	0,161	0,122	0,116
	30	0,440	0,160	0,159	0,119	0,114
150	60	0,194	0,156	0,154	0,111	0,109
	90	0,163	0,150	0,147	0,103	0,101
	120	0,143	0,143	0,140	0,096	0,095
	150	0,134	0,139	0,135	0,091	0,091
	180	0,131	0,137	0,133	0,089	0,089
	0	0,295	0,153	0,156	0,117	0,111
180	30	0,236	0,151	0,154	0,115	0,109
	60	0,180	0,146	0,149	0,107	0,104
	90	0,158	0,140	0,142	0,098	0,097
	120	0,139	0,134	0,135	0,091	0,091
	150	0,129	0,129	0,129	0,086	0,086
	180	0,126	0,128	0,128	0,085	0,085
	0	0,294	0,150	0,153	0,116	0,110
	30	0,235	0,148	0,152	0,113	0,108
	60	0,139	0,143	0,147	0,105	0,103
	90	0,157	0,137	0,140	0,096	0,096
	120	0,138	0,131	0,133	0,089	0,089
	150	0,128	0,129	0,127	0,085	0,085
	180	0,125	0,125	0,125	0,083	0,083

stärke ist so dünn und die Durchmesser so groß, daß beim Einfüllen der Bedeckung das Rohr sich merklich elliptisch verformt (Abb. 5). Erleidet das Rohr nun einen Innendruck, so geht die elliptische Verformung teilweise zurück, bis durch den Erddruck das Gleichgewicht hergestellt ist.

Unter der Annahme, daß derartige Rohre auf die Ebene nicht besonders vorbereitete Rohrsohle verlegt werden, wird der Rechnung eine Bettung, gebildet durch das Rohreigengewicht, von 30° zugrunde gelegt. Man erhält so für die Biege-Zugspannung am Boden des Rohres unter der Erdauflast

$$\sigma_E = 0,117 \frac{C_E \gamma B_d^3 E s r}{E s^3 + 2,592 p r^3}$$

und aus den Verkehrslasten

$$\sigma_V = 0,117 \cdot \frac{C_V \cdot P/L \cdot \varphi E s r}{E s^3 + 2,592 p r^3}$$

Hierin bedeutet p den Innendruck im Rohr

φ den Stoßfaktor

$\varphi_{\text{Auto}} = 1,5$

$\varphi_{\text{Eisenbahn}} = 1,75$

Die Gesamtbeanspruchung bestimmt sich durch Überlagern der Umfangsspannungen aus dem Innendruck σ_p mit den Auflasten.

$$\sigma_{\text{ges}} = \sigma_p + \sigma_E + \sigma_V.$$

[Nach M. G. Spangler: Stresses in pressure pipelines and protective casing pipes. Journ. Structural Div. Nr. St 5, Proc. Am. Soc. Civ. Eng. 82 (1956) Nr. 1054.]

G. Menges, Niedersetzen, Kr. Siegen.

DK 624.007.2 : 373.63 (73)

Mangel an Bauingenieuren in den USA

In den USA werden jedes Jahr 1,8 Mio. junge Männer und fast ebensoviel junge Mädchen 18 Jahre alt. Nur 306 000 oder 17 % davon sind durch Abschluß der höheren Schule berechtigt, die „Colleges“ zu besuchen und sich dort in einem mehrjährigen Studium für die Berufe eines Ingenieurs, Arztes, Juristen, Lehrers, Beamten vorzubereiten. Doch nur die Hälfte davon hat den Wunsch und die Mittel, in die Colleges einzutreten und davon erreicht wieder nur die Hälfte den Abschluß durch den Grad eines „bachelor“, der zur Ausübung eines höheren Berufs und zum Besuch einer Universität berechtigt. Von 4 durch den Besuch einer höheren Schule Befähigten erreichen also 3 den Abschluß am College nicht. 1956 erreichten nur 28 000 am technical college den Grad eines Ingenieurs und von diesen wurden nur 4400 Bauingenieure.

Zwar durchlaufen auch jedes Jahr 124 000 junge Mädchen die Colleges, aber nur ganz wenige ergreifen den Ingenieurberuf, weil man ihn als ungeeignet für Frauen ansieht, viele Stellen die Frau gering einschätzen und sie in untergeordnete, aussichtslose Stellen abweisen. So gibt es bei den Bauingenieuren weniger als 1 % Frauen.

Zwar ist die Zahl der 18jährigen nach dem Kriege gewachsen und auch der Anteil der Colleges, aber auch der Bedarf an Ingenieuren. Der Anteil an Bauingenieuren nimmt auf den Ingenieurschulen ständig ab, weil die Berufe des Elektroingenieurs und Maschineningenieurs die jungen Leute mehr anziehen.

Die Bauindustrie und die staatlichen Stellen verlangen aber im Gegenteil mehr Bauingenieure, weil sie sich auf ein bevorstehendes 10jähriges Straßenbauprogramm einrichten müssen. Die Unternehmer, die jetzt rund 30 000 Ingenieure beschäftigen, fordern für 1958 schon 13 000 Ingenieure mehr und für 1960 sogar 20 000, also dreimal so viel als von den technical colleges kommen. Die behördlichen Stellen, die jetzt etwa 20 000 Ingenieure beschäftigen, haben einen laufenden Bedarf von 4000 bis 5000 Straßen- und Brückenbauingenieuren. Besonders gefragt sind Zeichner und gute Statiker und Entwurfsbearbeiter.

Durch die Verringerung des Nachwuchses und den erhöhten Bedarf haben sich große Übelstände herausgebildet.

Die neu von der Schule kommenden Ingenieure wollen nicht an das Zeichenbrett. Die leitenden Ingenieure streben nach größerer Anerkennung und übernehmen besser bezahlte und einflußreichere Verwaltungs- und Acquisitionsstellen. Lehrer auf den technical colleges nehmen besser bezahlte Ingenieurstellen an.

Es müssen Überstunden gemacht werden, so daß schon 53-Stunden-Wochen vorkommen. In einem Falle schlossen sich

Ingenieure einer staatlichen Stelle zusammen und boten ihr Dienste Zivilingenieuren an für Arbeit am Abend, Samstag und Sonntag, so daß der Fall eintreten kann, daß eine Straßenbaubehörde einen Zivilingenieur beauftragt und die Arbeit Wirklichkeit von den Angestellten von Staatlichen Dienststellen ausgeführt wird.

Die Ingenieure wechseln oft von einer Stelle zur anderen um so mehr, als in den USA die tägliche Kündigung üblich ist. Dadurch bildet sich ein ungesunder Kreislauf aus, bei dem kleine und große Unternehmer, Zivilingenieure, Personalstellen der Länder und des Bundes sich gegenseitig die Ingenieure fortnehmen, die Bezahlung in die Höhe treiben und einander beschuldigen. Die staatlichen Stellen, die am wenigsten zahlen können, sind schließlich am meisten benachteiligt, so daß dort zum Unwesen der Überstunden kommt. Der Arbeitgeber verliert durch den starken Personalwechsel Zeit und Geld, denn die neu Eingestellten müssen zuerst eingearbeitet werden und leisten lange Zeit weniger. Jedoch ist die bessere Bezahlung nicht der einzige Grund für einen Wechsel der Stellung. Die Ingenieure richten sich auch nach dem Ort, wo sie tätig sein werden. Z. B. ist das warme Florida viel beliebter als der kalte Norden. Ferner spielt die Aussicht auf Aufstieg eine große Rolle. Z. B. bekommt ein großes New-Yorker Ingenieurbüro leicht frisch von der Ingenieurschule kommende junge Leute. Sobald diese aber erkennen, daß ihre Person in der großen Organisation nicht zur Entwicklung kommen kann, wechseln sie nach Aneignung einer gewissen Erfahrung zu einer kleineren Firma, wo sie mehr Verantwortung haben und sich besser zu Geltung bringen können.

Soziale Vergünstigungen, wie mehr Urlaub, Krankenversicherung, Pension sind ein großer Anreiz für den Wechsel der Stellung, den als Ausgleich für geringere Bezahlung hauptsächlich die öffentlichen Stellen bieten. Infolgedessen müssen auch die besser zahlenden Zivilingenieure und Unternehmer soziale Vergünstigungen bieten.

Unternehmer holen aber auch manche Lehrer von den technical colleges in die Praxis zurück, so daß auf den Schulen wieder Schwierigkeiten durch Lehrermangel auftreten.

Es gibt außer dem Ingenieurmangel noch andere Ursachen für die geschilderten Übelstände, nämlich:

Unausgeglichene Tarife, indem jeder Arbeitgeber zahlt, was er für angemessen hält, und was seiner geldlichen Lage entspricht.

Keine Dauerstellung. Es gibt Firmen, wo je nach dem Beschäftigungsgrad ständig eingestellt, gekündigt und wieder eingestellt wird, so daß keiner der Angestellten sich jemals in seiner Stellung sicher fühlt.

Die Ingenieure werden an untergeordnete Arbeiten gestellt, ihre Arbeit findet keine Anerkennung und bietet keine Aussicht auf Wechsel, sie sehen keine Aussicht auf Vorwärtkommen. Auch werden ihnen keine oder zu geringe soziale Vergünstigungen gewährt.

Auch das geringe öffentliche Ansehen hält vom Ingenieurberuf ab.

In diesem Zusammenhang ist zu beachten, was der Präsident des englischen Verbandes der Zivilingenieure über die Abnahme des Ansehens des Ingenieurberufes sagt. Der von der Schule kommende Ingenieur sieht zu sehr auf gute Bezahlung in seiner Anfangsstellung. Er sollte zunächst Erfahrung in Planung und Betrieb erwerben. Der Wert und das Ansehen eines Berufes muß sich nach dem Nutzen richten, den er der Allgemeinheit leistet. Obwohl zu einer führenden Stellung in der Technik ausgedehnte Erfahrung, Fähigkeit zur Führung von Menschen und Maschinen, Fähigkeit zur Planung, Konstruktion und Organisation gehören, überrascht es, daß führende Stellungen von Männern einnehmen, die nicht aus dem Ingenieurberuf kommen. Von der Öffentlichkeit wird zu wenig gewürdigt, daß die steigende Lebenshaltung zu einem großen Teil den Leistungen der Ingenieure zu danken ist. In andern Berufen zollt man den Prominenten allgemein Anerkennung. Zivilingenieure beschränken sich zu sehr auf ihre eigentlichen Ingenieuraufgaben und streben nicht nach Anerkennung. Damit das anders wird, müssen die Ingenieure, insbesondere die Bauingenieure die Öffentlichkeit mehr über ihre Tätigkeit aufklären, sie unter anderem darauf hinweisen, daß die Ingenieure Europas z. B. im Osten Staudämme, Talsperren und Bewässerungsanlagen bauten und damit nicht nur die Lebenshaltung jener Völker verbesserten, sondern auch unbewußt das politische Ansehen der westlichen Welt hoben. Die Erschließung der Bodenschätze des Ostens schafft Kapital für den Bau von Kraftanlagen, Flußregulierungen, sanitären Anlagen, Straßen, Eisenbahnen, Brücken und Häfen. Andere Annehmlichkeiten der westlichen Kultur kommen dazu. Aber für alle diese Aufgaben braucht man

mer wieder Ingenieure und Unternehmer. Sie haben deshalb Anspruch auf Anerkennung und Ansehen.

Abhilfe. Der Mangel an Ingenieuren kann gemildert werden durch Einstellung von Technikern. Erst nach dem zweiten Weltkrieg erkannten in den USA Industrie, Regierung und Ingenieurschulen, daß Angestellte mit einem gewissen Grad an technischen Kenntnissen und Handfertigkeiten die Ingenieure entlasten und deren Leistungen damit erheblich steigern würden. Während in Chemie und Elektrotechnik der Einsatz von Technikern weit verbreitet ist, ist das im Baufach bisher nicht der Fall. Immerhin gibt es jetzt bereits 30 Schulen für Bauingenieure und Architekten, in denen junge Leute nach Durchlaufen der höheren Schule eine Ausbildung erreichen, die etwa in der Mitte zwischen dem gelernten Handwerker und dem geschulten Ingenieur steht und einem zweijährigen Lehrling auf dem College entspricht. Der Schüler lernt kalkulieren, messen, zeichnen, ausarbeiten von Stahl- und Stahlbetonzeichnungen und erwirbt Kenntnisse über Tragfähigkeit und Verwendung der Baustoffe. In der Praxis macht er Vermessungen, zeichnet, kalkuliert, stellt einfache Berechnungen auf. a. m. Es gibt bereits Firmen, die mehr Techniker als Ingenieure beschäftigen. Die Gemeinden, Staaten und der Bund schaffen aber nur langsam Stellen für Techniker, so daß sie nur 1/3 des Personals ausmachen. Viele Zivilingenieure und Unternehmer sind noch nicht mit der Arbeit von Technikern vertraut. Aber schon steigt die Nachfrage ständig, so daß der Nachwuchs nicht ausreicht. Nur 749 verließen im letzten Jahr die Schulen und wurden sofort eingestellt, oft sogar schon vor Abschluß der Schule. Die geringe Zahl der Schüler rührt her von der geringen Kenntnis der Allgemeinheit über diesen Beruf und von der Zurückhaltung vieler Schulen wegen Mangel an Lehrern. Immerhin bilden manche Schulen jetzt doppelt so viele Techniker aus als vor 5 Jahren.

Statt der Einstellung von Technikern ist es auch möglich, junge Absolventen der höheren Schulen, die nicht das Geld für die Ausbildung am College oder kein Interesse haben, mit etwas Anleitung an einfachere Ingenieuraufgaben zu stellen und so die gelernten Ingenieure zu entlasten. Hat man an ihrer Fortbildung Interesse, so wird man ihnen die Mittel zum Besuch einer Ingenieurschule zur Verfügung stellen und ihnen den Aufstieg ermöglichen.

Gegen den Ingenieurmangel hilft ferner eine gute Organisation im Betrieb. Die Techniker, Ingenieure und Verwaltungsleute müssen überall an die Arbeit gestellt werden, die ihrem Können am besten entspricht und ihnen Freude macht. Sie müssen sich mit ihrer Firma verbunden fühlen und soziale Vorteile genießen. Anerkennung und Prämien erhöhen den Arbeitseifer. Die Möglichkeit zur Fortbildung und zum Aufstieg in der Firma selbst muß gegeben sein, denn nichts erregt solche Mißstimmung, als wenn ein Außenseiter eine führende Stellung erhält. Die Ingenieure müssen von Papierarbeit entlastet werden, die von Hilfspersonal erledigt werden kann.

Die laufende Arbeit kann nicht nur durch Hilfskräfte, sondern auch durch Anwendung neuerer Arbeitsmethoden verringert werden. Normieren bis in die Einzelheiten spart Arbeit. Elektronenrechner kommen mehr und mehr in Gebrauch. Die Zeichenarbeit kann erheblich durch fotografische Methoden, z. B. von Ferguson, eingeschränkt werden. Diese Methode erlaubt es, Einzelheiten von der Zeichnung fortzunehmen oder hinzuzufügen, so daß z. B. Installationen in einem Gebäude auf der Zeichnung fotografisch in verschiedenen Bauständen dargestellt werden können. — Die Vermessung eines Geländes wird sehr beschleunigt und vereinfacht durch fotografische Aufnahmen von einem Flugzeug aus. Damit können Karten in jedem gewünschten Maßstab hergestellt werden. Wenn die Kontrollpunkte sorgfältig ausgewählt und vermessungsfähig sind, sind Luftaufnahmen genauer als alle anderen. — Geophysikalische Methoden geben schnellen und billigen Aufschluß über den Untergrund z. B. beim Bau von Staudämmen, daß Bohrungen und Schürflöcher an den richtigen Stellen gesetzt werden können.

Ferner muß dem Ingenieurmangel durch Lenkung und Förderung des Nachwuchses abgeholfen werden. Allgemein ist der Ruf nach mehr Ingenieuren. Die höheren Schulen werden getadelt, daß sie nicht mehr Schüler dem Ingenieurberuf zuführen. Es wird zwar durch Anschläge und Flugblätter ständig darauf hingewiesen. Aber viele kleinere Schulen bringen zu wenig Mathematik und vielen Schülern sagen die mathematischen Wissenschaften nicht zu. Aber auch manche fähige wollen sich in ihrer Entscheidung nicht beeinflussen lassen, zögern sie bis zum Abschluß oder noch länger hinaus. Dann scheitern viele an den strengen Aufnahmebedingungen der techn. colleges. Diese selbst sind ein Haupthindernis, denn

sie stellen zu hohe Anforderungen, dehnen ihr Programm auf 5 Jahre aus. Viele Firmen sind zu tadeln, daß sie die Absolventen in die Verwaltung einstellen und damit das Ansehen des Ingenieurs der Praxis herabsetzen.

Die jungen Leute haben zwar das größte Interesse für die neuesten Fortschritte, wie Elektronik, Atomtechnik und Luftfahrt. Aber das Bauwesen ist wenig gefragt, so daß Aufklärung über seine wichtigen Aufgaben nötig ist. Die höheren Schulen können deshalb durch Ingenieurvereinigungen unterstützt werden, sobald sie von diesen eine Aufklärungsabteilung anfordern, die aus 5 Ingenieuren besteht. Der erste Redner spricht zu den Schülern über den Ingenieurberuf im allgemeinen, dann spricht je ein Redner über den Bauingenieur, über Elektrotechnik, Maschinenbau, Chemie, Bergbau, Metallkunde. Danach beantworten sie den jungen Leuten Fragen. Die Aktion klärt hauptsächlich auf, hält die ungeeigneten vom Ingenieurberuf ab und interessiert die geeigneten, so daß sie sich entscheiden können. Diese Aufklärung ist sehr nötig, denn z. B. konnten von 30 Befragten nur 4 einigermaßen richtig angeben, was ein Bauingenieur tut. Kurze Aufklärungsschriften sind auch verfaßt und unter den Eltern und Lehrern verteilt worden. Auch Radio, Fernsehen und Zeitungen dienen der Aufklärung, hauptsächlich über den Beruf des Zivilingenieurs.

Endlich müssen die Ingenieurschulen mit Geld unterstützt werden. In den USA unterhalten sich die colleges durchweg selbst, teils durch Schulgelder, teils durch Zuwendungen. Sie kommen also leicht in Geldnot und berichten alle, daß sie am Ende ihrer Leistung und ihre Anlagen ganz ausgenutzt sind und sie Geld für neue Gebäude, neue Lehrmittel und für die Vergrößerung ihres Lehrstabs brauchen. Jeder weiß das, jeder lobt die Stiftungen von Ford und von anderen Fabrikanten. Aber die Bauindustrie tut nicht viel, obwohl sie in ihrer Gesamtheit die größte von allen ist und 11 % des gesamten Volkseinkommens hervorbringt. Nun können zwar kleine Unternehmer nicht viel tun und nur vereinzelt Spenden geben. Am meisten gibt die Vereinigung der Generalunternehmer. Viele Spenden sind zweckgebunden, doch ist es erwünscht, daß sie die Schule dort verwenden kann, wo sie am nötigsten sind. Manche Spenden werden nicht aus reiner Wohltätigkeit gegeben. So gibt ein Werk Geld für soviel Schüler, wie es einstellt. Eine Baufirma gab kleine Spenden und hörte damit auf, als ihr Bedarf an Ingenieuren gedeckt war. [Nach Eng. News-Rec. 157 (1956) Nr. 19 vom 8. Nov. 1956, S. 28 und Highw. a. Bridges, No. 1165 24 (1956) S. 1.]

Wilhelm Ihlenburg, Frankfurt a. M.

DK 624.21 : 625.745.1 : 69.057 (755)

Montage der Straßenbrücke über den Rappahannock-Fluß

Bei der Montage der neuen Straßenbrücke über das Tidegebiet des Rappahannock-Flusses in Virginia, USA, wurden für die mehr als 2 km lange Strombrücke keinerlei gerammte Gerüste verwendet. Bei 14 der insgesamt 15 Öffnungen wurden Teile der stählernen Überbauten eingeschwommen und im übrigen im Freivorbau montiert. Das Tragwerk sind Gelenkträger mit Ankerarmen an beiden Ufern, je einem Gelenk mit Gelenk-Pendelstab in den von beiden Ufern her anschließen-



Abb. 1. Zusammenbaustelle; links der bereits montierte Überbau mit Derrick, rechts ein Brückenteil in Montage auf einer Pontongruppe, im Hintergrund Schwimmkran für Kragarm-Freivorbau.

den 6 Öffnungen sowie zwei Gelenken und einem Einhängerträger in der Mittelöffnung. Letztere ist 198 m weit; die Brückenunterkante liegt dort 33,6 m über Wasser.

Der 107 m lange und 520 t schwere Fachwerk-Überbau für die erste, an die vollwandigen Rampenbrücken anschließende Öffnung wurde mit Schwimmkränen auf zwei Pontongruppen montiert und durch Fluten der Pontons bei fallendem Wasser auf die beiden ersten Pfeiler abgesetzt. Auf diesen ersten Überbau wurde ein mit Unterwagen fahrbarer Derrick aufgesetzt und alle weiteren für Einschwimmen vorgesehenen Brückenteile längsseits liegend mit diesem Derrick auf Pontongruppen zusammengebaut (Abb. 1). Durch den Unterwagen war es möglich, daß gleichzeitig ungehindert an der Brückenfahrbahn gearbeitet werden konnte.

Jede Pontongruppe bestand aus zwei Pontons von 39 m Länge, 9,8 m Breite und 2,9 m Höhe. Diese Pontons wurden mit 1,4 m Abstand nebeneinander liegend durch ein stählernes Gerüst verbunden. Die Höhe dieses Gerüsts war nach den am niedrigsten liegenden Überbauten bemessen; für die höher liegenden waren Aufsatzstücke vorhanden, die auf den Pontons einbaureit lagerten. Für die größeren Brückenstücke wurden zwei, für kleinere Stücke eine Pontongruppe verwendet.

Der Brückenteil, der als nächster am ersten Überbau längsseits liegend zusammengebaut wurde, war der dem jenseitigen Ufer am nächsten liegende Überbau. Es wurde auf zwei Pontongruppen zusammengebaut, und zwar wurde auf jeder Pontongruppe getrennt montiert und die beiden Teile erst am Schluß zusammengefahren und miteinander verbunden. Das nunmehr auf beiden Pontongruppen schwimmende Brückenstück



Abb. 2. Endüberbau eingeschwommen auf zwei Pontongruppen.

wurde mit Winden von der Zusammenbaustelle ins tiefere Wasser gezogen, dort von Schleppern übernommen und in die Nähe des jenseitigen Ufers geschleppt. Dort wurde das Brückenstück mit Winden über die Pfeiler manövriert und abgesetzt (Abb. 2).

An der Zusammenbaustelle wurde anschließend das nächste Brückenstück auf einer Pontongruppe montiert; gleichzeitig montierte ein Schwimmkran an das erste Brückenstück den Kragarm bis zum ersten Gelenk (Abb. 1 im Hintergrund).

Das folgende einzuschwimmende Brückenstück ging dementsprechend von einem Gelenk bis zum nächsten Pfeiler; von dort aus wurde bis zum nächsten Gelenk wieder mit einem Schwimmkran frei vorgebaut; bis zum nächsten Pfeiler wieder eingeschwommen usw. Dies geschah gleichmäßig von beiden



Abb. 3. Brückenstück während des Transports auf einer Pontongruppe.

Seiten aus bis zur Mittelöffnung; diese wurde von beiden Seiten aus frei vorgebaut.

Der ungewöhnliche Vorgang des Einschwimmens eines Brückenstückes, das an einem Ende auf einen Pfeiler abgesetzt, mit dem anderen Ende jedoch an einem Gelenkpunkt eingefädelt und angeschlossen werden mußte, wiederholte sich demnach zwölfmal. Das ankommende Brückenstück (Abb. 3) wurde zunächst, um einen Zusammenstoß mit dem Kragarm zu ver-



Abb. 4. Kurz vor dem Anschluß am Gelenk, links das schwimmende Brückenstück, rechts Kragarm mit zurückgezogenem Gelenkpendel.

meiden, mit Hilfe von Winden mit dem Ponton dicht an den Pfeiler gezogen und in die Achse eingeschwenkt. Es wurde dann ebenfalls mit Winden vorsichtig an den Gelenkpunkt herangezogen.

Am Gelenkpunkt war das Gelenkpendel zurückgezogen (Abb. 4), so daß die Untergurte mit Hilfe gabelförmiger, provisorischer Verlängerungen ineinander eingefädelt und die Brückenteile damit in die gleiche Achse gebracht werden konnten. Das schwimmende Brückenstück lag hierbei höher als der Kragarm. Wenn die Brücke so weit herangezogen war, daß die Lager über den Pfeilerachsen lagen, wurden die Pontons mit einer Geschwindigkeit von 5 cm/min geflutet; die tatsächliche Absenkgeschwindigkeit war noch etwas größer, da dies Manöver bei fallendem Wasser ausgeführt wurde. Wenn die Lager sich auf dem Pfeiler absetzten, war das andere Ende des Brückenstückes noch etwa 8 cm über seiner endgültigen Lage.

Es wurde nun das Gelenkpendel in die senkrechte Lage zurückgeklappt. Beim weiteren Absenken setzte sich bei Erreichen der endgültigen Höhe ein aus einem Winkelkonsol bestehender Anschlag am schwimmenden Brückenstück auf einen entsprechenden Anschlag am Gelenkpendel. Diese Anschläge waren so bemessen, daß sie die beim weiteren Fluten der Pontons langsam anwachsende Auflagerkraft des Brückenstückes am Gelenkpendel so lange aufnehmen konnten, bis 200 mm dicke Gelenkbolzen in die Gelenkbohrungen beider Hauptträger eingeführt und damit die endgültigen Verbindungen zwischen Kragarm und eingeschwommenem Brückenstück hergestellt waren. Für den Fall, daß bei diesem mit Sorgfalt durchzuführendem Vorgang eine Störung eintreten sollte, hatten die Pontons so starke Lenzpumpen, daß das Brückenstück trotz fallendem Wasser wieder gehoben werden konnte.

Die Entwürfe für die Brücke stellte das Ingenieurbüro Modjesky & Masters auf; die Lieferung und Montage der insgesamt etwa 12 000 t Stahlkonstruktion hatte die Bethlehem Steel Co. übernommen. [Nach Landing Span on cantilever arm complicates floating in erection: Construction Methods and Equipment 38 (1956) Nr. 12 (Dez. 1956) S. 64.]

K. H. Seegers, Hamburg.

DK 624.915.016.6 : 69.023.63 (7)

Kreuzwölbgekuppel in St. Louis/USA

Ein bemerkenswertes Stahlbeton-Schalentragwerk wurde für das Empfangsgebäude des Lambert-Flugplatzes in St. Louis als Dachkonstruktion gewählt. Über einem zweigeschossigen Stahlbeton-Skelettbau mit einer Grundfläche, gebildet von drei nebeneinanderliegenden Quadraten mit 36,5 m Seitenlänge, wölben sich 3 Rippenkuppeln in der Form von offenen Kreuzgewölben, die nur in den 4 Eckpunkten gestützt sind. Unter Berücksichtigung der Dachauskragungen entsteht ein stützenfrei überspannter Raum von 36,5 × 126 m. Die lichte Höhe im Mittelpunkt beträgt 9,80 m.

Die Kuppeln sind aus Kreiszyinderschalen geformt, die sich kreuzgewölbeartig durchdringen. Sie werden von Diagonalrippen mit 50 m Spannweite und Randverstärkungsrippen mit 35,5 m Spannweite ausgesteift. Über jeder Quadratische kragt die Schale — von der Ecke bis zur Mitte jeweils auf 4 m

nehmend — aus, wodurch im Grundriß eine achteckige Figur entsteht. Die offenen Stirnflächen sind in voller Höhe verglast. Die Schalendicke beträgt 11,5 cm, an den Rändern 20 cm. Die über den Schalen liegenden Rippen haben einen Querschnitt von 46/114 cm im Scheitel und 61/102 cm an den Fußpunkten. Die Außenrippen sind nur 51 cm hoch. Als Betonart wurde ein B 210 vorgeschrieben. Die normale Schalengewehrung besteht aus einer oberen und unteren Lage Rundisen ϕ 9,5 mm im Abstand von 30 cm in beiden Richtungen. An den 4 Eckstützpunkten werden die Rippen unter die Schale geführt und münden 30 cm über der Fußboden-Oberkante in ein mächtiges Stahlgelenk, das vollkommen stahlbauartig angeschlossen und ausgebildet ist und einen Gelenkbolzen von 20 cm ϕ besitzt. Dieses Gelenk lagert auf einer 4,50 m geschoßhohen Stahlstütze, deren I-Querschnitt aus einem 90 cm hohen und 2,5 cm dicken Stegblech und 35 cm breiten Gurtblechen mit Winkeln zusammengelenkt ist. Am äußeren Ende sind die Stützen in Stahlbetonwände und -rahmen eingespannt. Zur Aufnahme des Bogenschubes, der mit 400 t berechnet wurde, sind Stahlzugbänder aus Flachstählen (Quer-



Abb. 1. Ansicht der Schalen-Kuppeln des Flughafengeländes St. Louis.

schnitt $45 \times 2,5$ cm) vorgesehen, die von den Auflagerpunkten diagonal, sondern entlang den Quadratseiten verlaufen. Diese Zugbänder liegen in den Stahlbeton-Randträgern der Unterkonstruktion und sind an den Stützenköpfen mit einem Stahlbolzen angeschlossen. Die Dacheindeckung besteht aus Kupferblech auf Sperrholzplatten und Glaswolleisolierung. Die Schalenträger sind mit vorgefertigten Terrazzoplatten verkleidet, die gleich in die Schalung eingelegt wurden. Eine Unterdecke aus Gipsrabit ist mit Drähten aus einer nichtrostenden Nickel-Kupfer-Legierung an die Schale angehängt. Die Fenstersprossen für die lotrechte Verglasung der Außenwände tragen keine Schalenlast. Sie sind an der Unterkante der Schale in Aussparungen gehalten.

Ausführung

Es wurde jeweils eine Kuppel eingerüstet, geschalt und betoniert, dann die Rüstung mit Spindeln abgelassen und auf Schienen verfahren zur nächsten Kuppel. Die Anordnung der Versteifungsrippen über der Schale vereinfachte die Schalung ganz wesentlich. Schwierigkeiten ergaben sich nur an den Fußpunkten. Die Rüstung bestand aus 11 auf dem Lagerplatz hergestellten Teilen, die dann auf der Baustelle zusammengesetzt wurden. Jeder dieser Teile konnte beim Ausrüsten für sich abgelassen werden.

Für eine Kuppel waren rd. 300 m³ Beton erforderlich. Der Zementgehalt betrug 330 kg/m³ Beton. Es kam Transportbeton zur Verwendung mit einem Setzmaß von 10–12 cm. Jede Kuppel wurde in einem Zuge betoniert, wobei mit 90 Mann für die erste 18 Stunden, für die zweite und dritte 12 Stunden bzw. 14 Stunden benötigt wurden. Nach 28 Tagen betrug die Würfelfestigkeit 320 kg/cm². An Bewehrung wurden 33 kg/m² Grundfläche eingebaut. Die abgewinkelte Dachfläche ist etwa 7% größer als die Grundfläche.

Messungen

Die Schalen wurden ausgerüstet, wenn die gleichzeitig hergestellten Prüfbalken einen E-Modul von 210 000 kg/cm² zeigten. Die gemessenen Durchbiegungen der Westkuppel betrugen 0,6 cm an der Randmitte und 3,1 cm in der Kuppelmitte. Dieses Ergebnis wird in der Veröffentlichung [1] als „Phänomenale Steifigkeit“ bezeichnet.

Interessant waren die Dehnungsmessungen an den Stahlzugbändern. Da diese bereits vor der Beanspruchung durch die Dachkonstruktion in den Randträgern der Unterkonstruktion einbetoniert waren, befürchtete man mit Recht eine erhebliche Rissebildung im Beton bei der Belastung. Darum wurde die zulässige Stahlspannung von 1230 kg/cm² auf 840 kg/cm² herabgesetzt und der Zugbandquerschnitt entsprechend vergrößert. Außerdem wurde die schlaffe Bewehrung der Randträger erheblich verstärkt. Nach dem Ausrüsten der Kuppeln traten in der Decke tatsächlich nur einige Haarrisse auf. An den Stahlzugbändern waren insgesamt 39 Dehnungsmesser angebracht. Sie zeigten i. M. Spannungen von 560 kg/cm² an, was ungefähr der Beanspruchung durch das Eigengewicht der Dachkonstruktion entspricht. Die Spannungen in der Mitte und an den Enden der Zugbänder waren nahezu gleich groß. Die Dehnungsmessungen zeigten auch, daß beim genauen Ausrichten der Stahlzugbänder beim Einbau örtliche Spannungen bis über die Elastizitätsgrenze entstanden.

Nachdem auf die Schalen alle ständigen Lasten aufgebracht waren, wurde die Rohdecke noch mit einem 7,5 cm starken Estrich überzogen, um alle etwaigen Risse „zuzudecken“.

Die Kosten (1954) der Dachkonstruktion betrugen 35 Dollar je m² Grundfläche. [Nach W. C. E. Becker: *Intersecting ribs carry concrete roof shell*. Civil Engng. 25 (1955) Nr. 7, S. 431.]

Dr.-Ing. Mäkel, München.

Buchbesprechungen

DK 624.044 : 624.072 (023) = 3

Jagn, J. I.: Biege- und Torsionsverformungen dünnwandiger Stäbe mit offenem Profil. 80 S., Gr. DIN A 5, 87 Abb. Autorisierte Übersetzung der 1952 im Staatsverlag für technische-theoretische Literatur in Moskau erschienenen Schrift durch Helmut Straube, Leipzig, und Dipl.-Ing. Otto Herrlich, Dresden. Leipzig: B. G. Teubner Verlagsges. 1957. Geb. 7,20 DM.

Nach dem Vorwort des Verfassers handelt es sich um ein Lehrbuch, das den Studierenden Hilfestellung leisten soll. Neben Texten, die den Text erläuternden Skizzen sind mehrere Fotos eingefügt, welche die Biegedrillverformung verschiedener Versuchsstäbe darstellen. Der Inhalt des Büchleins ist in 3 Abschnitte gegliedert.

Der erste Abschnitt behandelt die besondere Art der Stabverformungen, deren Eigenschaften in eine allgemeine Formel gefaßt werden. Im weiteren Verlauf der theoretischen Untersuchung werden die einzelnen Glieder dieser Formel entwickelt, wobei über den Kenntnis der Biegetheorie auch die der reinen Drilltheorie vorausgesetzt werden. Da die bei den Betrachtungen gewählten Bezugsachsen Hauptachsen des Stabquerschnittes sind, gestaltet sich der Aufbau der Theorie formal sehr einfach. Im zweiten Abschnitt werden zuerst die Querschnittsverformungen und die sich daraus ableitenden Normalspannungen behandelt. Dann folgt die Untersuchung der mit diesen Wölbverformungen zusammenhängenden Schubspannungen, die zur

Bestimmung des Wölbdrillmomentes führen. Aus dem Zusammenwirken der Wölb- und Schubdrillmomente wird die Differentialgleichung des Biege-Torsionsproblems abgeleitet, welche als Grundlage für die Untersuchung der Stabilität gedrückter dünnwandiger Stäbe mit offenem Profil benutzt wird.

Der dritte Abschnitt enthält 30 praktische Aufgaben, die zahlenmäßig gelöst werden. Diese Aufgaben sind nach wachsender Schwierigkeit geordnet.

Die Betrachtung ganz besonders einfacher Sonderprofile bei den theoretischen Entwicklungen machen diese zwar sehr leicht verständlich, doch führt sie nicht zum Nachweis der Allgemeingültigkeit der Ergebnisse. Das Lesen der Formeln wird dadurch sehr erschwert, daß die Funktionszeichen sh und ch für die Hyperbelfunktionen im Gegensatz zu den Deutschen Normen die gleiche Schräglage haben wie die anderen Formelzeichen.

Dr.-Ing. E. h. F. Wansleben.

DK 624.04 : 531.3 : 624.074.4

Flügge, Dr.-Ing. W.; Professor of Engineering Mechanics Stanford University: Statik und Dynamik der Schalen. 2. neubearb. Aufl., VIII, 286 S., Gr. 8°, mit 121 Abb. Berlin/Göttingen-Heidelberg: Springer 1957. Ganzleinen 28,50 DM.

Die erste Auflage des Buches von Flügge erschien im Jahre 1934. Mit dieser Arbeit hat der Verfasser der Wissen-

schaft und auch der ausübenden Praxis die Schalenträgerwerke in methodisch und pädagogisch ausgezeichneter Weise nahegebracht.

Es wird daher die jetzt vorliegende Neuauflage dieses lange Zeit vergriffenen Standardwerkes der Schalentheorie von allen Interessenten lebhaft begrüßt werden.

Der erhebliche Fortschritt in der Entwicklung der Schalentheorie wurde in der Neuauflage dadurch berücksichtigt, daß das ganze Buch einer Überarbeitung unterzogen wurde und neue wichtige Abschnitte aufgenommen wurden.

Zunächst werden die allgemeinen Grundlagen der Schalentheorie behandelt und dann wird für die Rotationsschalen, Zylinderschalen und beliebige Schalenformen eine sehr ausführliche Darstellung der Membrantheorie gegeben. In dem Abschnitt über Rotationsschalen werden die Berechnungsgrundlagen für Apsidenkuppeln, Ringschalen und für das einschalige Hyperboloid entwickelt, während die Translationsschalen in dem allgemeineren Abschnitt über den Membranspannungszustand für beliebige Schalenformen bearbeitet sind.

Eine Bereicherung gegenüber früher ist die Behandlung des hyperbolischen Paraboloids sowie der Konoidschale. Der Verfasser geht dann nach Beschreibung des Spannungszustandes affiner Schalen und Vieleckkuppeln zur Biegetheorie der Kreiszyklinderschale über, zeigt deren Anwendung auf Rohre, Tonnendächer und Behälter und widmet sich sehr ausführlich der Biegetheorie der Rotationsschalen. Diese Theorie erstreckt sich auf die Lösungen für die Kugel- und Kegelschale mit konstanter bzw. linear veränderlicher Wandstärke sowie auf den Allgemeinfall von Schalen mit beliebiger Meridianform und veränderlicher Wandstärke.

Es folgt dann ein kurzer Beitrag über die Membran- und Biegetheorie der Faltwerke.

Besondere Beachtung verdient der Abschnitt über Stabilitätsuntersuchungen an Kreiszyklinder- und Kugelschalen.

Die theoretischen Betrachtungen werden abgeschlossen mit einer kurzen Einführung in die Schwingungstheorie dreh-symmetrischer Schalen.

Im Anhang ist zu jedem Abschnitt eine Zusammenstellung der wichtigsten Literatur gegeben.

Das Buch von Flügge hat sich längst eingeführt und wird sich in der jetzt straffer gegliederten und erweiterten Form neue Freunde erwerben.

Das Buch ist geeignet zu helfen, die Schalentheorie in den Kreisen der Ingenieure zum Allgemeingut werden zu lassen.

K. Hirschfeld, Aachen.

DK 351.778.5 : 338 : 69 (058.7) : (43-2.1)

Berliner Baubuch. Unter Mitarbeit und in Verbindung mit der Senatsverwaltung für Bau- und Wohnungswesen, Berlin, auf Grund amtlicher Unterlagen bearbeitet. 7. Ausgabe, 432 S. mit 370 Abb., Gr. DIN A 4. Berlin: Commerzia Verlag, Seidel & Co. 1957. Geb. 20,— DM.

Im ersten Teil wird ein Überblick über die verschiedenen fertigen Objekte der INTERBAU 1957 mit ausführlichen Daten und Grundrißzeichnungen gegeben. Der zweite Teil zeigt in übersichtlicher Gliederung eine Zusammenstellung der auf dem Bausektor tätigen Berliner Behörden und Organisationen, dem die Berichte der einzelnen Bezirke über die Bautätigkeit des letzten Jahres folgen. Ein besonderer Abschnitt ist dem sozialen Wohnungsbau und dem Holz in der Bauwirtschaft gewidmet. Eine Liste der beim Senator für Bau- und Wohnungswesen registrierten Firmen des Bauhauptgewerbes sowie ein umfangreiches Bau-fach-Bezugsquellenverzeichnis, das den neuesten Stand zeigt, beschließen dieses Nachschlagewerk.

DK 657.478 : 69 : 624.9 (022)

Levsen, Paul: Kalkulation im Baugewerbe. Band 3: **Hochbau.** 5. erw. u. verb. Aufl., 308 S., Gr. DIN A 5, mit zahlr. Tafeln und Tabellen. Berlin: Fachverlag Schiele & Schön, 1957. Kart. 10,80 DM.

Für die beim Hochbau vorkommenden Handwerkerarbeiten sind hier Angaben über Materialverbrauch und Arbeitszeitaufwand zusammengetragen, die für eine Preisermittlung notwendig sind. In Musterleistungsverzeichnissen werden jeweils erläuternde Beschreibungen der Leistungen gegeben. Es sind dabei ziemlich lückenlos die Handwerkerarbeiten sowohl des Rohbaues als auch des Innenausbau bis z. B. den Dekorateurarbeiten erfaßt.

Neben den Handwerkern selbst werden daher hauptsächlich die solche Arbeiten vergebenden öffentlichen und privaten

Stellen, soweit sie an einer Einsicht in die Gesteungskosten interessiert sind, aus der fleißigen Arbeit Nutzen ziehen können.
Dr.-Ing. G. Merkle, Düsseldorf

DK 674.04 : 699.8.001.5 (023)

Bavendamm, W., G. Becker, W. Heisterberg, A. Körtin, R. S. Ratra, W. Sandermann, K. Starfinger, K. Store, H. Zycha: Holzschutz im Bauwesen. Untersuchungen und Versuche im Auftrage des Bundesministers für Wohnungsbau, durchgeführt in der Biologischen Bundesanstalt für Land- und Forstwirtschaft, der Bundesanstalt für Materialprüfung und der Bundesanstalt für Forst- und Holzwirtschaft. IV, 36 S., DIN A 4, mit 27 Bildern und 10 Zahlertafeln. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1957. Geb. 12,— DM.

Der Holzschutz im Bauwesen, dessen Grundlage und Leistungsfähigkeit im wesentlichen in den beiden Normblättern DIN 52175 (Holzschutz-Grundlagen und Begriffe) und DIN 68800 (Holzschutz im Hochbau) umrissen sind, wirft zahlreiche Fragen auf, deren Beantwortung nur durch umfassende Versuche möglich ist. Unter anderem geht es dabei um objektive Maßstäbe für die Wirksamkeit einzelner Holzschutzverfahren, sowie um die Genauigkeit der Kontrollmöglichkeiten nach erfolgter chemischer Behandlung. Eine Untersuchung über die aufhebende Wirkung von Mörtel und Kalk an mit fluorhaltigen Schutzmitteln getränkten Holzteilen bringt für die Praxis sehr bedeutungsvolle Ergebnisse. Der abschließende Beitrag berichtet über die Erfahrungen von nicht sachgemäß durchgeführten Holzschutzarbeiten vom Gesichtspunkte der Baupolizei aus.

Die teilweise an verschiedenen Orten sorgfältigst durchgeführten Versuche zeigen, wie schwierig es ist, Versuchsbedingungen zu schaffen, aus denen allgemeingültige, der praktischen Anwendung zugrunde legbare Resultate gewonnen werden können. Wo die Verhaltensweise von Lebewesen (Insekten und Pilzen) unter veränderten Umweltbedingungen eine entscheidende Rolle spielt, kann in keiner Weise auf Grund theoretischer Überlegungen vorausgesagt werden, welche Auswirkungen die verschiedenen Schutzarten im Laufe der Jahre haben. N langdauernde Versuche können dies auf rein empirischem Wege klären.

Die Arbeiten geben einesteils darüber Aufschluß, wie begrenzt genau genommen die Wirksamkeit auch der besten Holzschutzmittel ist, wenn durch später eintretende Trockenrisse ablagen Zugang zu ungeschützten Holzteilen finden. Andererseits zeigt es sich, daß — insbesondere bei Beachtung der in der Norm vorgesehenen Nachschutzmaßnahmen — den erwiesenenmaßen jährlich großen Verlusten an einem unserer wertvollsten Rohstoffe wirksam Einhalt geboten werden kann.

Eine wesentliche Beruhigung für den Verbraucher bedeutet es, daß es heute durch entsprechende Untersuchungsverfahren möglich ist, auch nach Jahren festzustellen, ob die Schutzbehandlung ordnungsmäßig mit genügend großem Wirkstoffanteil und ausreichender Tiefenwirkung durchgeführt worden ist.

Ein Beitrag befaßt sich auch mit der Möglichkeit, bereits pilzbefallenem Holz durch Schutzmittelbehandlung seine verbliebene Tragfähigkeit zu erhalten. Die Ergebnisse der praxisnahen Weise an Fußbodendielen durchgeführten Versuche sind positiv.

Der Bericht bietet sowohl den holzschutzausführenden Firmen als dem Bauherrn wertvolle neue Erkenntnisse, welche die Berechtigung der in der Norm DIN 68800 festgelegten Richtlinien erneut bestätigen.

Prof. Dr.-Ing. Pilny.

Neuerscheinungen

Idorn, G. M., Disintegration of Field Concrete. Progress Report Series N — No. 1. (Photomechanischer Schreibmaschinendruck.) The Danish National Institute of Building Research and the Academy of Technical Sciences, Committee on Alkali Reactions in Concrete. 39 S., Gr. DIN A 4 mit 21 Abb. Brosch. 12,— Dkr.

Andreasen, A. H. M., and K. E. H. Christensen, Investigation of the Effect of Some Pozzolans on Alkali Reactions in Concrete. Progress Report, Series L — No. 1. (Photomechanischer Schreibmaschinendruck.) The Danish National Institute of Building Research and the Academy of Technical Sciences, Committee on Alkali Reactions in Concrete. 88 S., DIN A 4 mit 6 Abb. Brosch. 12,— Dkr.

Leistungssteigerung im Baugewerbe. Herausgegeben vom Zentralverband des Deutschen Baugewerbes e. V.: Merkblatt Nr. 10 Abb., DIN A 5, geh. —, 50 DM. — Merkblatt Nr. 7, Schwimmbadverlegung von Estrichen auf Massivdecken. 2. Aufl. 1957, 20 S., 6 Abb., DIN A 5, geh. —, 50 DM. — Merkblatt Nr. 8/9, Neuzeitlicher Ziegelbau auf Grund der DIN 1045. 2. Aufl. 1957 unter Berücksichtigung der inzwischen erfolgten Ne-

sgabe DIN 105, März 1957, 52 S., 65 Abb., 1 Tafel, DIN A 5, Verlagsgesellschaft Rudolf Müller, Köln-Braunsfeld, geh. 1,50 DM. Merkblatt 6 gibt einen guten Überblick über Eigenschaften und Anwendungsmöglichkeiten des Hohlblocksteines. Die notwendigen Abnahmen zur günstigen Gestaltung des Arbeitsablaufs bei Herstellung von Hohlblockmauerwerk werden ebenfalls ausführlich beschrieben. — Merkblatt 7 enthält: Vorgeschriebene Mindestwerte für den Wärme- und Schallschutz von Decken; wichtigste wärmetechnische und schalltechnische Begriffe; tabellarische Wiedergabe von Wärmedämmwerten; Berechnung des Wärmedurchlaßwiderstandes; schwimmender Estrich auf Massivdecken; Zweck der schwimmenden Ausführung der Estriche u. a. — Im Merkblatt 8/9 werden alle für den Ziegelbau einschlägigen Bestimmungen in enger Anlehnung an das Norm-Blatt DIN 1053 von Architekt Curt Berner, Bonn, erläutert. Damit beim Lesen dieses Merkblattes ein Vergleich mit den entsprechenden Normenbestimmungen erleichtert wird, ist in dem Text jeweils an den entsprechenden Stellen ein Hinweis auf die DIN 1053 gegeben. Auf einer besonderen Tafel sind die wichtigsten technischen Daten für den Ziegelbau zusammengestellt.

Rahmentarifvertrag für die technischen und kaufmännischen Angestellten des Baugewerbes im Gebiet der Bundesrepublik Deutsch-

land vom 20. Dezember 1952 in der Fassung vom 17. April 1957, 29 S., DIN A 6, geh. —, 70 DM.

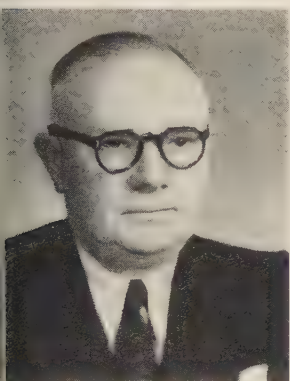
Rahmentarifvertrag für Poliere und Schachtmeister des Baugewerbes im Gebiet der Bundesrepublik Deutschland vom 20. Dezember 1952 in der Fassung vom 26. April 1957, 22 S., DIN A 6, geh. —, 50 DM. Verlagsgesellschaft Rudolf Müller, Köln-Braunsfeld. — Neue Tarifverträge für technische und kaufmännische Angestellte sowie für Poliere und Schachtmeister des Baugewerbes wurden im April 1957 abgeschlossen. Die jetzt erschienenen Hefte sind auf dem neuesten Stand.

Merkbuch für den Bauschaffenden 1958. 24. Jahrg., rd. 400 Seiten, Taschenbuchformat. Verlagsgesellschaft Rudolf Müller, Köln-Braunsfeld. Plastikeinb. 3,80 DM. — Ein Kalender, Notizbuch und Nachschlagewerk mit Auszügen aus der GOI und GOA. Der fachliche Teil, in Tabellenform, gestattet in einfacher Weise das Ablesen der Werte im Büro und auf der Baustelle. Die Tabellen für Baustoffbedarf für Ziegelmauerwerk, Maurer- und Putzarbeiten sowie zur Herstellung von Betonmischungen, Baustahlgewebetabellen und Baustahlgewebe-Lagermatten, die neuen Aufmaßregeln für Maurerarbeiten, die Gemeinkosten im Baugewerbe u. a. sind auf den neuesten Stand gebracht.

Verschiedenes

Dr.-Ing. E. h. Dr. Josef Oberbach zum 60. Geburtstag

Dr.-Ing. E. h. Dr. Josef Oberbach, Vorstandsmitglied der Strabag-Bau A.G., feierte am 28. Januar d. J. seinen 60. Geburtstag. Unter der maßgebenden Leitung von Dr. Oberbach hat sich die Strabag-Bau A.G. in den letzten Jahren zu einem der bedeutendsten deutschen Bauunternehmen entwickelt. In der Nachkriegszeit war Dr. Oberbach lange Zeit Leiter der Fachgruppe Straßenbau in der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie und stellvertretender Vorsitzender der Forschungsgesellschaft für das Straßwesen.



Besondere Verdienste hat sich Dr. Oberbach um die Entwicklung des bituminösen Straßenbaus erworben. Seiner zielstrebig-wissenschaftlichen Arbeit ist es zu einem wesentlichen Teil zu verdanken, daß für den bituminösen Straßenbau etwa seit 1930 systematische Grundlagen erarbeitet wurden, nachdem bisher auf diesem Anwendungsgebiet ausschließlich empirische Arbeitsmethoden üblich waren.

Bereits vor dem Kriege hat Dr. Oberbach der Fachwelt seine Erfahrungen in der Buchveröffentlichung „Teer- und Asphalt-Straßenbau“ zur Verfügung gestellt, von der in der Nachkriegszeit eine Neuauflage erschienen ist. Diese Arbeit ist heute im In- und Ausland als Standardwerk auf dem Gebiet des bituminösen Straßendeckens. Mehrere von Dr. Oberbach entwickelte neuzeitliche Deckenbauweisen, wie die Mastixeingußdecke und die nach ihm benannte „Oberbachschlamm“, haben in der Praxis Eingang gefunden.

Für seine Verdienste um die Förderung des neuzeitlichen Straßenbaus wurde Herrn Dr. Oberbach im Jahre 1957 von der Technischen Universität Berlin die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen.

Die Fachwelt wünscht Herrn Dr. Oberbach noch viele weitere erfolgreichen Schaffens. Wehner

Professor Wittmann Dr.-Ing. E. h.

In Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Weiterentwicklung des Schleusenbaus und damit um die Schiffmacherei der bayerischen Flüsse sowie in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Förderung des wasserbaulichen Versuchswesens, insbesondere auf dem Gebiete des Schleusenbaues, wurde dem o. Professor für Wasserbau an der Technischen Hochschule Karlsruhe, Herrn Professor Dr.-Ing. E. h. Wittmann, von der Techn. Hochschule München die Würde eines Ehrendoktors verliehen.

Dr.-Ing. E. h. Max Prüss 70 Jahre alt

Dr.-Ing. E. h., Dr.-Ing. Max Prüss feierte am 18. Februar seinen 70. Geburtstag, eine Würdigung seiner Person folgt in Heft 3.

Zuschrift

zu dem Aufsatz **Kohl: Rekursionsformeln zur Ermittlung der Momenten- und Drehwinkelfestpunkte und ihre Anwendung zur Berechnung von Durchlaufbalken und Rahmentragwerken.** Bauing. 28 (1953), H. 7, S. 237 ff.

Herr Ing. Gg. Freihart, München, teilt mit, daß obige vor 5 Jahren veröffentlichte Arbeit identisch ist mit einer von ihm im Jahre 1948 in „Bauplanung und Bautechnik“, H. 7, S. 119 ff., veröffentlichten Arbeit, wenn man

$$\frac{1}{\lambda} = \delta \text{ und } \frac{c}{c_2} = \frac{q_1^A}{q_1^B}$$

setzt.

Herr Prof. Kohl schreibt uns hierzu, daß seine seinerzeitige Veröffentlichung schon damals nur eine geschickte Zusammenstellung längst bekannter Tatsachen für die praktische Berechnung war.

Entwurf DIN 1076 „Straßen- und Wegbrücken. Richtlinien für die Überwachung und Prüfung“;

Entwurf September 1957

Dieser Entwurf enthält die vorgesehene Neufassung der Richtlinien für die Überwachung und Prüfung stählerner bzw. massiver Straßenbrücken, DIN 1076 (Ausgabe Aug. 1930) und DIN 1077 (Ausgabe Juni 1933). Die genannten Ausgaben werden hierdurch noch nicht ungültig.

Es wird empfohlen, diese Norm sinngemäß auch für die Überwachung und Prüfung solcher Ingenieurbauwerke anzuwenden (z. B. Lawinenschutzdächer, Stützmauern, Streugutsilos u. a. m.), deren Standsicherheit auf die Sicherheit des Straßenverkehrs von Einfluß ist und eines Nachweises durch eine Festigkeitsberechnung bedarf, sofern für diese Bauwerke keine besonderen Überwachungsvorschriften bestehen.

Der Inhalt ist wie folgt gegliedert:

1. Allgemeines
2. Mitteltende Bestimmungen und Vorschriften
3. Geltungsbereich
4. Unterlagen für Überwachung und Prüfung
 - 4.1. Brückenverzeichnis
 - 4.2. Brückenakten
 - 4.3. Bauwerksbuch
5. Brückenüberwachung
6. Brückenprüfungen
 - 6.1. Einfache Prüfungen
 - 6.2. Hauptprüfungen
 - 6.3. Prüfungen aus besonderem Anlaß
 - 6.4. Zusätzliche Prüfungen
 - 6.5. Prüfung maschineller Anlagen nach besonderen Vorschriften
7. Probelastungen

Anlagen: Anlage 1: Bauwerksverzeichnis
Anlage 2: Brückenbuch.

Dieser Norm-Entwurf kann vom Beuth-Vertrieb G.m.b.H., Berlin W 15, Köln und Frankfurt/M., bezogen werden. Einsprüche und Änderungsvorschläge (möglichst zweifach) zu diesem Norm-Entwurf werden an den Fachnormenausschuß Bauwesen, Bamberg 4, Schließfach 43, bis zum 30. April 1958 erbeten.

Entwurf zu DIN 4117 „Sperrschichten gegen Bodenfeuchtigkeit für Hochbauten; Richtlinien und Ausführung“

Dieser Entwurf enthält die vorgesehene neue Fassung zur DIN 4117, Ausgabe Juni 1950. Die genannte Ausgabe wird hierdurch noch nicht ungültig. Die neue Ausgabe unterscheidet sich von der früheren im wesentlichen in folgendem:

Neben den Sperrschichten aus bituminösen Anstrichmitteln und Spachtelmassen werden jetzt auch Sperrschichten aus anderen Sperrstoffen, wie Sperrputz, Sperrbeton und Klinkermauerwerk, erfaßt.

Der Entwurf grenzt genauer ab, in welchen Fällen Sperrschichten gegen Bodenfeuchtigkeit ausreichen. Der Katalog der Anstrichmittel ist in Übereinstimmung mit dem Entwurf DIN 18337 — Dichtungsarbeiten — gegliedert und umfangreicher geworden. Die Tabelle über den Mindestverbrauch an

Sperrstoffen ist hierauf abgestimmt. Entsprechend den praktisch vorkommenden Fällen wurde die Anzahl der Ausführungsbeispiele für die Anordnung der Sperrschichten wesentlich erhöht. Dabei werden die neu hinzugekommenen Sperrstoffe ebenfalls berücksichtigt.

Dieser Norm-Entwurf kann vom Beuth-Vertrieb G.m.b.H., Berlin W 15, Köln und Frankfurt/M., bezogen werden. Einsprüche und Änderungsvorschläge (möglichst zweifach) zu diesem Norm-Entwurf werden bis zum 31. Mai 1958 an den Fachnormenausschuß Bauwesen, Bamberg 4, Schließfach 43, erbeten.

Schinkelfest des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Berlin

Das diesjährige (103.) Schinkelfest findet am 13. März im Auditorium Maximum der neuen Kongresshalle in Berlin statt. Beginn 18.15 Uhr. Anmeldungen erbeten an Architekten- und Ingenieur-Verein zu Berlin, Berlin-Charlottenburg, Heerstr. 1.

Mitteilungen aus der Industrie

(Ohne Verantwortung des Herausgeber)

In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitschrift beziehen. Der Inhalt muß ausgeführte Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bildes, höchstens 50 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl des zu veröffentlichenden Materials behält sich der BAUINGENIEUR vor.

Schutzisolierter Universal-Handbohrer

Die AEG bringt einen neuen Universal-Handbohrer in zwei Ausführungen heraus:

1. die Form UJB in einem längsgeteilten Isolierstoff-Gehäuse, das eine denkbar einfache Wartung der Maschine ermöglicht,
2. die Form UBi in einem Metallgehäuse, das von sämtlichen unter Strom stehenden Teilen der Maschine durch eine Schutzisolierung getrennt ist.



Schutzisolierter Universal-Handbohrer UB 101.

Dieser schutzisolierte Universal-Handbohrer bietet größtmögliche Sicherung gegen unzulässige Berührungsspannungen. Er kann also auch dort, wo strenge Unfallverhütungsvorschriften bestehen, verwendet werden. Das zweipolige Kabel ohne Schutzleiter erlaubt zudem noch den gefahrlosen Anschluß an nicht-geerdete Steckdosen. Das Gerät ist daher für Arbeiter außerhalb der Werkstatt besonders geeignet, da es zum Betrieb keiner Schuko-Steckdose bedarf. Der Universal-Handbohrer hat eine Leistungsaufnahme von 275 Watt, ist für Dauerbetrieb ausgelegt und kann für Bohrdurchmesser von 8, 10 und 13 mm verwendet werden.

Elektrische Abbrenn-Stumpfschweißmaschine für Bandsägen, Typ BAS 3

Für die Verbindung der Metall- und Holzbandsägen von 15 bis 60 mm Breite wurde von der Firma Elektro-Apparate-Bau GmbH, Lippstadt/Westf., eine neue elektrische Abbrennschweißmaschine entwickelt. Sie unterscheidet sich von den bekannten Bandsäge-Stauchschweißmaschinen dadurch, daß die Bandenden nach dem Abbrennschweißverfahren, d.h. langsames Abbrennen der Bandenden und plötzliches Zusammenstauchen, geschweißt werden. Dieser Vorgang wird über eine motorgetriebene Kurvenscheibe gesteuert. Dadurch werden auch im Dauerbetrieb stets gleichmäßige Schweißungen von höchster Güte und mit kleinem Schweißgrat erzielt.

Die Maschine ist besonders für Serienschweißungen geeignet und deshalb in ihrem Aufbau sehr robust gehalten. Die mechanischen und elektrischen Teile sind reichlich bemessen, die Einspannbacken wassergekühlt mit auswechselbaren Auflageflächen aus Spezial-Hartkupper. Die feste Backe kann horizontal und vertikal nachgestellt bzw. gekippt werden. Die bewegliche Backe läuft auf einer Spezialführung aus gehärtetem Stahl, die von außen leicht zugänglich ist. Die Exzenter-Druckstücke sind lamellenartig unterteilt, damit schmale und breite Bänder immer gleichmäßig fest auf die Kontaktplatten gepreßt werden. Für die Reinigung der Backen können die Druckstücke mit einem Handgriff abgenommen werden. Die Bedienungshebel sowie die Anzeige- und Kontrollleinrichtung sind übersichtlich angebracht. Nach dem Einschalten läuft der Schweißvorgang vollautomatisch ab. Durch kurzzeitige Betätigung des Schweißhebels erfolgt Rücklauf der beweglichen Backe in ihre Anfangsstellung.

Die Glühvorrichtung in der Maschine erlaubt kurzzeitiges Glühen durch Tasten des federnden Schalterhebels bzw. Dauerglühen durch Einrasten des Hebels. Mittels eines Regulierwiderstandes kann die Glühtemperatur über 28 Stufen, je nach Stahlqualität, eingestellt werden, was für die hochlegierten Sägen, besonders Metallbandsägen aus Chromnickel-, Wolfram- und Schnellstahl, besonders wichtig ist. Der Abstand zwischen den Einspannbacken kann durch Umschalten

vergrößert werden, damit beim Glühen die Übergangszone auf einandergezogen wird.

Auch ein sofortiges automatisches Glühen nach der Schweißung ist möglich. Mittels Widerstand kann auch die Glühtemperatur geregelt werden, so daß die Schweißstelle langsam erkalte. Bei einigen Sägequalitäten wird dadurch ein besonderer Glühvorgang überflüssig.

Technische Daten: Anschlußwert 8 kVA. Absicherung bei 380 V mit tragen Sicherungen 15 Amp. Anschluß an 2-Phasen-Drehstrom. Bandbreiten 15 × 0,6 bis 60 × 1 mm. Schweißstromstufen 5. Glühstromstufen 28. Gewicht 115 kg. Abmessungen ca. 590 × 500 × 400 mm.

Frigidol-Frostschutzmittel

Dieses Zusatzmittel ermöglicht auch bei höheren Kältegraden Beton-, Mauer- und Verputzarbeiten, erleichtert die Verarbeitung und beschleunigt das Abbinden.

Unter der Bezeichnung *Frigidol 1* steht ein Frostschutzpulver für Betonarbeiten, unter *Frigidol 2* ein solches für Verputz-, Mauer- und Betonarbeiten zur Verfügung. Das Pulver wird nach einem bestimmten, von der Lieferfirma aufgestellten Mischungs- und Verbrauchstabelle auf einfache Weise in das Wasser eingestreut. *Bautenschutz Deitermann, Chem. Fabrik, Datteln.*

Prolan-Betonverflüssiger

Die Anwendung dieses Mittels hat sich im Laufe der letzten Jahre bei einer großen Zahl bedeutender Bauwerke (z. B. Todtsbrücke bei Wiesensteig, Kraftwerk Castrop-Rauxel, Objekt des Architekten Niemeier im Hansa-Viertel Berlin, National-Theater Mannheim, Rhein-Main-Halle Wiesbaden) bewährt. Man erreicht damit einen homogen dicht gefügten Beton innerer Gleichmäßigkeit, eine Steigerung der Druck- und Biegezugfestigkeit durch Heraussetzung des Wasser-Zement-Faktors und saubere, formgetreue Oberflächen infolge vollständiger Aufschließung der feinsten Zementteilchen. Auch eine große Beständigkeit gegen Witterungseinflüsse unter ungünstigen klimatischen Verhältnissen ist bemerkenswert. *H. Hauenschild, Chemische Fabrik, Hamburg-Wandsbek.*

Neues Baustellenfahrzeug

In Zusammenarbeit mit einer namhaften süddeutschen Baufirma haben die *Faun-Werke*, Nürnberg, ein neues Baustellenfahrzeug *K 15 VA „Type Kunz“*, herausgebracht, das durch eine einfache Demontage der äußeren Zwillingsräder ohne weiteres die öffentlichen Straßen befahren kann, da seine Gesamtbreite dadurch innerhalb der von der STVZO festgelegten Abmessung zu liegen kommt. Es fahrtungsgemäß ist die Überführung solcher Schwerstmuldenkipper von einer Baustelle zur anderen nur mit Schwierigkeiten verbunden, da diese Fahrzeuge fast ausschließlich die zulässige Gesamtbreite von 2,5 m überschreiten. Eine Neuerung bildet auch die Konstruktion der Mulde. Um hier nicht wegen der Gesamtbreite gegen die Vorschriften der STVZO zu verstoßen und eine volle Auslastung der 8,5-m³-Mulde mit 15 t zu nutzen, ist sie mit nach innen abklappbaren Seitenwandaufbauten versehen, die es auch bei Schüttgütern mit geringem spezifischem Gewicht ermöglichen, die nutzbare Last voll in Anspruch zu nehmen. Das Fahrzeug wird mit Allradaufbau gebaut, die den in manchen Baustellen und Gruben gefürchteten Rollkies gut überwinden kann.

Neuer Zeichenstift

Unter der Bezeichnung „*All-Stabilo 8008*“ bringt die *Schwalbe Bleistift-Fabrik* einen neuen Schreib- und Zeichenstift heraus, mit dem man selbst auf glattesten Oberflächen arbeiten kann, ohne diese vorher irgendwie zu präparieren. Seine Graphitmine enthält einen besonderen Schwärzungsfaktor, der es ermöglicht, nicht nur auf Schreibpapier, sondern auch auf Celluloid, Glas, Kunststoff-Folien, Hochglanzphotos usw. eine klare Strichführung zu erzielen, die wasserfest und pausfähig ist.

Vorgespannter Beton

Grundlagen, Theorie Berechnung

Von Dr.-Ing. **A. Mehmel** o. Professor an der
Technischen Hochschule Darmstadt.

Mit 113 Abbildungen und 8 Tafeln im Text.

VIII, 131 Seiten Gr.-8°. 1957.

Ganzleinen DM 17,40

Inhaltsübersicht: **Grundbegriffe.** Prinzip der Vorspannung. Herstellung der Vorspannung, Definition. — **Baustoffe und ihre für die Vorspannung wichtigen Eigenschaften.** Der Beton. Die Spannstähle. Der Einpreßmörtel. — **Statische Deutung des Lastfalles Vorspannung.** — **Führung der Vorspannglieder.** Spanngliedführung bei statisch bestimmten Systemen. Einfluß der Spanngliedführung bei Durchlaufträgern. — **Der Einfluß der Reibung beim Vorspannen.** Differentialgleichung der Seilreibung. Verschiedene Fälle der Ausführung der Vorspannung. Die Größe des Reibungsbeiwertes. Ausgleich der Reibungsverluste. — **Der Einfluß der elastischen Formänderungen.** Voller Verbund (Herstellung im Spannbett). Vorspannung mit nachträglichem Verbund. Formänderungen durch Eigengewicht und Verkehr. Herstellung der Vorspannung auf der Baustelle unter Berücksichtigung der elastischen Verformungen. — **Der Einfluß der plastischen Formänderungen.** Vorspannung ohne Verbund. Vorspannung mit nachträglichem Verbund. Die plastischen Verformungen in statisch unbestimmten Systemen. Plastische Durchbiegungen vorgespannter Träger. — **Bemessung von Spannbetonquerschnitten auf Biegung.** Beschränkte Vorspannung. Volle Vorspannung. — **Die Tragfähigkeit (Bruchmoment) von Spannbetonbalken mit Verbund.** Die mechanischen Grundlagen zur Berechnung des Bruchmomentes. Zeichnerische Ermittlung des Bruchmomentes. Rechnerische Ermittlung des Bruchmomentes. — **Ermittlung der schrägen Hauptzugspannungen (Schubsicherung).** — **Die Einleitung der Vorspannkraft.** Vorspannsysteme mit nachträglichem Verbund. Bewehrung des Verankerungsbereiches. Vorspannung mit direktem Verbund. — **Berechnungsbeispiele:** Bemessung und Beanspruchung aus äußeren Lasten. Querschnittswerte. Spanngliedführung, Reibungsverluste und Zwängungsmomente. Spannungsnachweis zum Zeitpunkt $t = 0$. Spannungsabfall durch Kriechen und Schwinden. Stahlspannungen. Spannungstabelle. Bruchsicherheitsnachweis. Nachweis der schrägen Hauptzugspannungen. Im Spannbett vorgespannter Dachbinder. Spannungstabelle für die Stelle $x/l = 0,4$. Nachweis der Zugkeildeckung. Bruchsicherheitsnachweis für die Stelle $x/l = 0,4$. Nachweis der schrägen Hauptzugspannungen an der Stelle $x/l = 0,1$. Nachweis der schrägen Hauptzugspannungen für Gebrauchslast. Sicherung des Eintragungsbereiches der Vorspannkraft. — **Sachverzeichnis.**

SPRINGER-VERLAG
BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Glasfaserverstärkte Kunststoffe

Von

Dr. phil. nat.

Harro Hagen

Mit 187 Abbildungen. X^v, 519 Seiten Gr.-8°. 195
(Chemie, Physik und Technologie der Kunststoffe
in Einzeldarstellungen. Herausgegeben v. R. Nitsch
5. Band.) Ganzleinen DM 48,-

Dieses Buch in der Schriftenreihe „Chemie, Physik und
Technologie der Kunststoffe in Einzeldarstellungen“ ist das
erste deutschsprachige Fachbuch, das einen umfassenden
Überblick über das Gebiet der glasfaserverstärkten Kunst-
stoffe vermittelt.

Zunächst behandelt der Verfasser die Rohmaterialien. Eigen-
schaften und Verarbeitungsmöglichkeiten der verwendeten
Kunstharze und der verschiedenen Glasfaserstoffe werden
besprochen und anschließend das technologische Verhalten
die physikalischen und die chemischen Eigenschaften behan-
delt, wobei Einflußgrößen, wie die Art des Verstärkungsmaterials,
der Glasgehalt u. a. besondere Berücksichtigung finden. Weiter werden
die Herstellungsverfahren für glasfaserverstärkte Kunststoff-Erzeugnisse
und die hierzu erforderlichen Maschinen und Werkzeuge eingehend dargestellt.
Dem Verarbeiter und dem am technischen Fortschritt Interessierten
dürfte vor allem der Abschnitt willkommen sein, in dem Anwendungs-
beispiele dieser Kunststoffgruppe sowohl für Güter des täglichen
Gebrauchs als auch für Konstruktionsteile verschiedenster Gebiete
der Technik zusammengetragen sind.

Gut ausgewählte Bilder und graphische Darstellungen bereichern
den Text; in vielen Tabellen sind die Eigenschaften der
verschiedenen glasfaserverstärkten Kunststoffe aufgeführt,
miteinander und mit metallischen und nichtmetallischen
Werkstoffen verglichen. So ergibt sich ein umfassendes
Bild vom derzeitigen technischen Stand dieser Kunststoffe
und von ihrer wirtschaftlichen Bedeutung.

Besonders hervorgehoben zu werden verdient die Vielzahl
an Literaturhinweisen am Schluß eines jeden Abschnitts.
Bei hat der Verfasser in dankenswerter Weise die umfangreiche
englisch-amerikanische Fachliteratur gründlich ausgewertet.

Das vorliegende Buch kann allen Interessenten dieses Werkstoffgebietes
zum Studium und als Nachschlagewerk empfohlen werden.

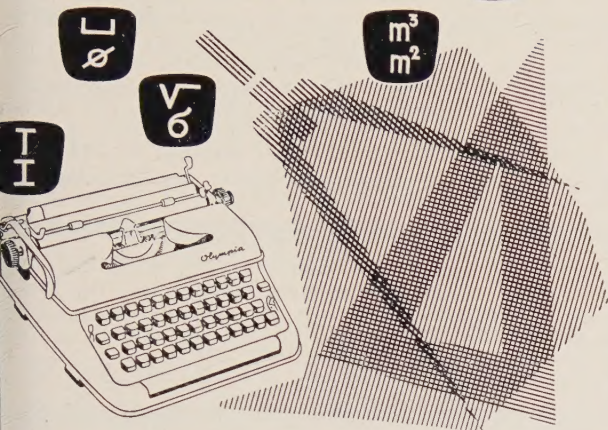
„Konstruktion“

SPRINGER-VERLAG
BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Olympia

vorteilhaft mit der
Spezialtastatur für
Architekten

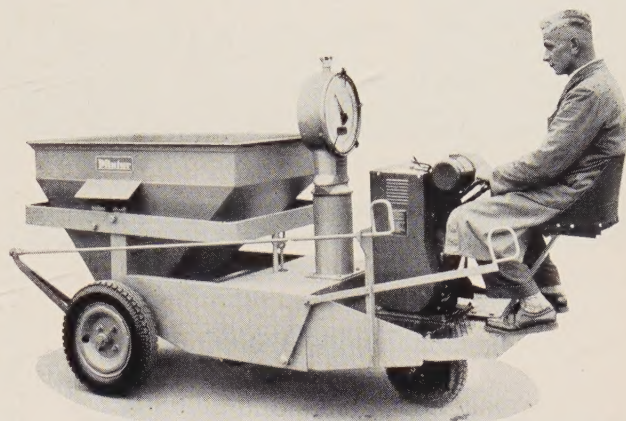
Die Spezialtastatur der OLYMPIA-Schreibmaschine enthält die von Architekten in der Praxis immer wieder gebrauchten Fachzeichen:



Schriftliche Eintragungen und viele Anschläge werden durch die Spezialtastatur eingespart.

Schriftliche Druckschriften senden Ihnen

**OLYMPIA WERKE AG.
WILHELMSHAVEN**



Rationalisieren - Wiegen - Sparen! Das verlangt die moderne Baustelle von heute und fordert damit gewichtsmäßige Betonherstellung. Machen auch Sie sich die großen Vorteile zunutze, die sich daraus ergeben - fordern Sie unsere kostenlose, unverbindliche Broschüre!

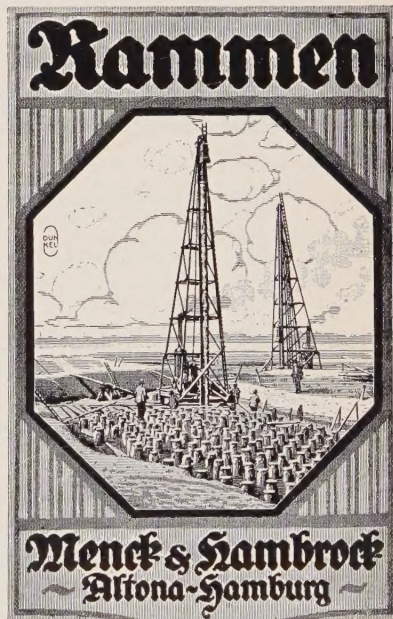
Pfister-Waagen Augsburg
AUGSBURGER WAAGENFABRIK LUDWIG PFISTER KG

**90 JAHRE
MENCK & HAMBROCK**

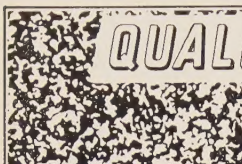
Deutschlands älteste
Dampfrahmen- und Löffelbaggerfabrik



Inserat, veröffentlicht um die Jahrhundertwende, zeigt zwei MENCK - Viergurtgerüstrammen



Seit 1870 gibt es MENCK-Rammen. Zu dampfbetriebenen Rammwinden, mit denen der damals gebräuchliche Freifallbär geführt wurde, war bald ein Rammengerüst aus Winkelleisen gebaut. Um die Schlagzahl zu erhöhen, wurde erstmalig ein halbautomatischer Dampfbär entwickelt. Aus dem Viergurtgerüst entstand die gewichtsparende, leicht montierbare MENCK-Rohrgerüstramme. Mit 50 Schlägen pro Minute rammen MENCK-Dampfbäre Pfähle, Spundbohlen und Rohre in den Boden. MENCK-Rammen und -Bäre werden in vielen Ländern der Erde eingesetzt. Sie zählen zu den besten der Welt.



QUALITÄTSBETON durch
BIBEROL-V7 Betonverflüssiger
BIBEROL-LP Luftporenbildner
BIBER-F Betondichtungsmittel

GAB BAUSCHUTZ
GUSTAV A. BRAUN BIBERWERK
 KÖLN · BERLIN · STUTTGART · HAMBURG

STELLENGESUCHE

Bauingenieur

(HTL — Trento)

28 J., ledig, 6jährige Praxis, sucht neuen Wirkungskreis in größerer Baufirma.

Deutsch und Italienisch perfekt.

Zuschriften erbeten an:

Richard Schileo — C.-Battisti-Str. 35
BOLZANO (Italien)

Bauingenieur, 37 Jahre,

mit reicher Praxis in Bauleitung von modernen Betonstraßen-, Erd- und Stollenbauten, Stahlbeton-Großbrückenbau, einschließlich Spundwand und Tiefbrunnengründungen, Kalkulationserfahrung sowie Kenntnisse der Kraftwerksprojektierung; ferner Erfahrung in Statik und Konstruktion, sucht sich entsprechend zu verändern, auch Ausland (Orient, Afrika usw.). Englisch-Kenntnisse vorhanden.

Zuschriften unter „Der Bauingenieur 560“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

STELLENANGEBOTE

Bau- oder Maschinen-Ingenieur

für die Beratung von Großbaufirmen und Projektbearbeitung zum baldmöglichsten Eintritt gesucht. Herren mit längerer Baustellenpraxis bevorzugt. Selbständige Arbeit in ausbaufähiger Stellung wird geboten.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild und Referenzen erbeten unter „Der Bauingenieur 576“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Niederlassungsleiter

Großbau firma, Spezialität Stahlbetonbau für die Schwerindustrie und Tiefbau, sucht für die Leitung der Niederlassung im Ruhrgebiet einen versierten Diplom-Ingenieur, erste Kraft, energisch und initiativ, firm in Berechnung, Kalkulation und Bauleitung.

Für strebsame Herren bietet sich Gelegenheit zum Ausbau einer selbständigen Lebensstellung, die auch entsprechend dotiert ist.

Bewerbungen, welche streng vertraulich behandelt werden, mit allen erforderlichen Unterlagen erbeten unter „Der Bauingenieur 569“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Umschau

90 Jahre Menck & Hambrock

Zu Anfang dieses Jahres beging die bekannte Baumaschinenfabrik *Menck & Hambrock*, Hamburg-Altona, den Tag ihres 90jährigen Bestehens. Die Studienfreunde Johannes A. Menck und Alexander Hambrock begannen im Jahre 1868 mit der Fertigung von Dampfkesseln und transportablen Dampfmaschinen, die als Antrieb in kleinen Betrieben eingesetzt wurden; das bekannte Unternehmen Schippers v. d. Ville mit seinen Karussellen und Alpenbahnen gehörte mit zu den ersten Kunden. Es folgten Dampfwinden für verschiedene Hebe- und Förderzwecke. Angeregt durch die Dampfwindenfertigung wurde später der Bau ganzer Rammen aufgenommen, ein Geschäftszweig, der bis heute sehr gepflegt wird. Im Jahre 1891 wurde der erste Universal-Greifbagger gebaut, 10 Jahre später leiteten MENCK-Löffelbagger die Wende zur Mechanisierung des Lössens und Ladens von Steinen und Erde ein. Aus dem Schienenbagger wurde bald der Raupenbandbagger, der heute mit verschiedensten Baggereinrichtungen geliefert wird. Bereits in den 30er Jahren begann man mit der Entwicklung von Flachbaggergeräten, es entstanden die ersten Planiertraupen.

Während des zweiten Weltkrieges wurden große Teile des Werkes zerstört, deren Schäden heute beseitigt sind. Die Firma bietet der Bauindustrie wieder ein umfangreiches Produktionsprogramm an, das Universalbagger von 0,4—5,0 m³ umfaßt. MENCK-Steinbruchbagger zwischen 2,5—5,0 m³ werden ebenso wie die Universalbagger und Rammen in viele Länder der Welt geliefert. MENCK-Schürfkübeltraupen, in ihrer Art einmalige Flachbaggergeräte, die in einem Arbeitsgang schürfen, transportieren, entladen, verteilen und verdichten, sind an Großflächenabträgen maßgeblich beteiligt. Das Werk mit seinen beinahe 2000 Betriebsangehörigen strebt nach wie vor danach, die in- und ausländische Industrie mit Spitzenerzeugnissen zu beliefern.

Eine glasklare Sache

Die Firma *LUDWIGA, Krähe & Wöhr*, Ludwigsburg, konnte im Januar 1958 auf ihr 25jähriges Bestehen zurückblicken. Sie befaßte sich zuerst mit dem Bau von Gewächshäusern. Noch in den zwanziger Jahren hatte es in Süddeutschland keinen fabrikmäßigen Gewächshausbau gegeben, die Gärtnereien ließen ihre Gewächshäuser gewöhnlich nach eigenen Plänen von Handwerkern errichten. Die Firma *Krähe & Wöhr* ist bald mit Konstruktionen hervorgetreten, die eine neue Technik im Gewächshausbau bedeuteten. In den letzten Jahren hat sie ihre Erfahrungen im Glas- und Stahlbau auch auf das Gebiet des Industrie-, Wohn- und Schulbaues sowie andere Zweckbauten ausgedehnt. Aus Anlaß des Jubiläums ist im Verlag für Wirtschaftspublizistik, Wiesbaden, die reich bebilderte Druckschrift „Eine glasklare Sache“ erschienen.

5. Süddeutsche Baumaschinen-Ausstellung 22.—30. März 1958

Obwohl die Ausstellungsleitung ursprünglich, in Anpassung an die allgemeine Marktberuhigung, von einer weiteren Ausdehnung des Ausstellungsvolumens absehen wollte, wird es durch die zunehmende Beteiligung der Herstellerindustrie doch notwendig, das Ausstellungsgelände in diesem Jahr um etwa 25 % zu vergrößern. Viele Firmen wollen nicht nur ihre Neuentwicklungen, sondern ihr vollständiges Produktionsprogramm zeigen, weil, nach den Beobachtungen der letzten Jahre, ein großer Teil der Interessenten im süddeutschen Raum den Informations- und Einkaufsmöglichkeiten in München den Vorzug gibt.

Zweifelloos wurde diese Entwicklung durch die bewährte Einrichtung einer ständigen bayerischen Baumusterschau in München gefördert, die im Laufe der letzten Jahre ebenso wie andere regionale Baumusterschauen zu wertvollen Informationsstätten für alle am Bauwesen Interessierten geworden sind.

Stapellauf der zweiten Erdölbohrinsel

Am 8. Januar d. J. lief die zweite in Deutschland gebaute Erdölbohrinsel, welche die *Gutehoffnungshütte* in Auftrag bekommen hat, in Blexen an der Weser von Stapel. Sie wird für die *Trinidad Northern Areas* gebaut und soll Erdölvorkommen im Küstengebiet von Venezuela erschließen.

Die erste Erdölbohrinsel *Adma Enterprise* wurde im August vergangenen Jahres fertiggestellt und befindet sich bereits seit Anfang Januar im Persischen Golf im Einsatz.

Die neue Bohrinsel wird — ebenso wie die *Adma Enterprise* — von der AEG elektrisch ausgerüstet.



Trass im Beton

erhöht: Verarbeitbarkeit, Festigkeit, Dichtigkeit, Widerstandsfähigkeit gegen aggressive Gase und Wasser

vermindert: Wasserzusatz, Schwindung, Abbinde-
wärme, Bindemittelkosten.

Trasswerke MEURIN Betr.-GmbH.
ANDERNACH / RHEIN

Trass — Bimsbaustoffe — Schaumlava

Streckmetall

für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage



SCHUCHTERMANN & KREMER-BAUM

Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND · Telefon Sa.-Nr. 30651

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

in den Fabrikaten „Dortmunder-Union 3“
und „Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m
laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim/Baden
Fernsprecher: Ifezheim 277

...noch besserer Beton...



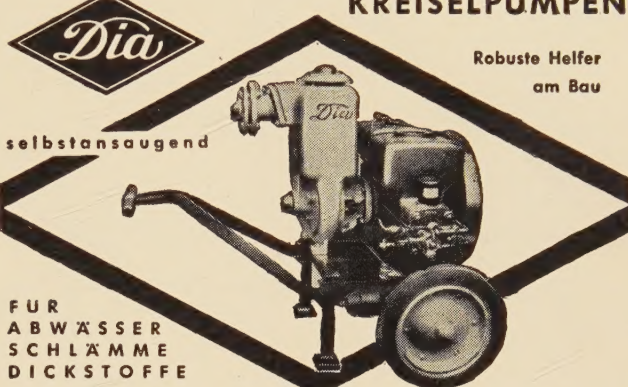
PROLAN

Betonverflüssiger

HANS HAUENSCHILD & HAMBURG-WANDSBEK

KREISELPUMPEN

Robuste Helfer
am Bau



selbstansaugend

Dia

FÜR
ABWÄSSER
SCHLÄMME
DICKSTOFFE

HAMMELRATH & SCHWENZER
PUMPENFABRIK KG. Abt. A DUSSELDORF

Bauen im Bergbaubetrieb

Bauliche Maßnahmen zur Verhütung von Bergschäden

Von Dr.-Ing. habil. **Otto Luetkens**, Honorarprofessor an der Technischen Universität Berlin-Charlottenburg
Mit 176 Abbildungen. XI, 163 Seiten 4°. 1957. Ganzleinen DM 34,50

Inhaltsübersicht: Die Formänderung der Erdoberfläche. Voraussetzungen hinsichtlich der Tiefe und Mächtigkeit der Flöze. Die Grundform eines stetigen Senkungsverlaufes an der Tagesoberfläche. Unstetiger Verlauf der Senkungskurven. Die Überlagerung von Krümmung und Längenänderung. Die Auswertung der markscheiderischen Vorausberechnung für die Planung von Bauwerken. Erklärung der unterschiedlichen Formen des Senkungsverlaufes in der Betrachtungsweise des Bauingenieurs. — **Die Auswirkung der Formänderung des Baugrundes auf die Gestaltung des Einzelbauwerkes.** Die Unterscheidungsmerkmale eines Baukörpers hinsichtlich seiner Reaktion auf die Bewegung des Baugrundes. Die Kräfte in den Berührungsflächen des Baugrundes und eines steifen Baukörpers. Die Abhängigkeit der Lastübertragung aus dem Baugrund von dem Widerstand des Baukörpers. Die Grundformen der Vollsicherung. Die Möglichkeiten einer Teilsicherung. — **Die gegenseitige Beeinflussung aneinanderstoßender Einzelbauwerke.** Auswirkung der Längenänderung des Baugrundes. Die Auswirkung der Krümmung des Baugrundes. — **Beispiele für die Formgebung und konstruktive Gestaltung der Bauwerke.** Bebauungsplan. Die konstruktive Ausbildung der Einzelbauwerke. Das Gefüge eines Gesamtbauwerkes, das aus mehreren Abschnitten besteht. — **Anhang:** Richtlinien für die Ausführung von Bauten im Einflußbereich des untertägigen Bergbaus, Fassung April 1953.

SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

CERINOL · EUROLAN · PLASTIKOL

BAUTENSCHUTZ
DEITERMANN
CHEMISCHE WERKE DATTELN

RELAX · ADEXIN · D-FLUAT



Leicht und widerstandsfähig, ist das Stahlrohr das geeignete Element für kühne und formschöne Konstruktionen. Es erfüllt alle Anforderungen des Architekten und Baumeisters an technische und wirtschaftliche Eigenschaften.

Die statischen Vorzüge des Rohres ergeben eine beträchtliche Einsparung an Material und Kosten für Transport und Aufbau. Seine glatte und verhältnismäßig kleine Oberfläche ist leicht gegen Korrosion zu schützen. Daher bewährt es sich für den Bau von Gittermasten, Radartürmen und dgl.

Wir stehen Ihnen mit unseren Erfahrungen gern zur Verfügung.

PHOENIX - RHEINROHR AG
VEREINIGTE HUTTEN- UND RÖHRENWERKE DUSSELDORF